



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

**DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO
PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA
HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS,
DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**

Javier Alexander Velásquez Castellanos

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, octubre de 2 010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO
PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA
HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS,
DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2 010

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 Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortíz de León
VOCAL V	Agr. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne 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 POTABLE PARA EL CASERÍO
PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA
HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS,
DEPARTAMENTO DE QUICHÉ,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
el 29 de octubre de 2 009.

Javier Alexander Velásquez Castellanos

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala 05 de julio de 2010.
Ref.EPS.DOC.703.07.10.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

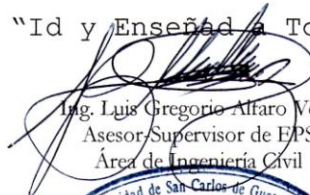
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Javier Alexander Velásquez Castellanos** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200511855**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ”**.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
Asesor/Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
LGAV/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 05 de julio de 2010.
Ref.EPS.D.477.07.10

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente


Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Javier Alexander Velásquez Castellanos**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
15 de julio de 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Javier Alexander Velásquez Castellanos, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

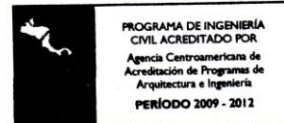
Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

Más de 130 ^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
16 de septiembre de 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Javier Alexander Velásquez Castellanos, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Fernando Amílcar Boiton Velásquez
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Javier Alexander Velásquez Castellanos, titulado DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre de 2010

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.308-2010

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO PATULUP SEGUNDO CENTRO Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO PACAMÓN, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**, presentado por el estudiante universitario **Javier Alexander Velásquez Castellanos**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, octubre de 2010



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS	Por estar conmigo en todo momento, darme sabiduría, guiarme, protegerme y permitirme lograr este triunfo.
María Auxiliadora	Por su guía, protección y compañía en todo momento.
Mis padres	Javier Velásquez y Nora de Velásquez, por el amor, esfuerzo, entrega y dedicación incondicional en mi vida.
Mis hermanos	Jonatan Joel y Diego Emilio, por su apoyo, amistad y cariño.
Mi familia	Por su apoyo de siempre.
Mi novia	Gladys Crissty Santiago Natareno, gracias por todo tu apoyo, comprensión, paciencia y cariño. Te amo.
Mis amigos	Por haber estado conmigo hasta el final de nuestra carrera.

AGRADECIMIENTOS A:

- DIOS** Por darme la bendición de la vida y por darme la oportunidad y capacidad de culminar mi carrera, la ejerceré en su sagrado nombre.
- Mis padres** Por su amor y sacrificios para brindarme siempre lo mejor. Que este logro sea una recompensa a todos sus esfuerzos.
- Mis hermanos** Por su cariño, apoyo y todos los momentos que hemos compartido.
- Mi familia** Por el entusiasmo que siempre me han contagiado, su colaboración y ayuda.
- Fam. Santiago Natareno** Por el afecto, interés y atención que siempre han manifestado hacia mi persona.
- Mi asesor** Ing. Luis Alfaro, por su gran apoyo en la elaboración de este trabajo.
- Ing. Juan Merck Cos** Por su amistad y la asesoría brindada para la realización del presente trabajo.

Mis compañeros

Otoniel Echeverría, Humberto Morales, Manuel Tzicap, Fernando Chinchilla, Nery Rodríguez, Giovanni Corado, Teresa Ángel, Jairon Roldan, Mariano Álvarez, Eber Samayoa, Rafael Aceytuno, Alberto Castillo, Mary Chicaj, Norberto Lux.

**Ejercicio Profesional
Supervisado
Multiprofesional (EPSUM)**

En especial, al Dr. Luis Segura y Lic. Juan Carlos Chavarría.

**Municipalidad de
Sacapulas, Quiché**

Por la oportunidad y confianza que me brindaron en el desarrollo del EPS, en especial al Concejo Municipal y al alcalde, profesor Pedro Pú Tojín.

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Gloriosa alma máter, con respeto, admiración y orgullo.

Facultad de Ingeniería

Por permitirme forjar uno de mis anhelos y haberme formado como profesional.

A todas las personas que me brindaron su apoyo incondicional a lo largo de mi formación profesional, en la realización del EPS y del Trabajo de Graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR	1
1.1 Características físicas	1
1.1.1 Localización y colindancias	1
1.1.2 Ubicación geográfica	2
1.1.3 Topografía	4
1.1.4 Clima	4
1.1.5 Tipo de vivienda	5
1.1.6 Situación demográfica	5
1.2 Características de infraestructura	6
1.2.1 Vías de acceso	6
1.2.2 Servicios públicos	7
1.3 Características socioeconómicas	7
1.3.1 Origen de la comunidad	7
1.3.2 Actividad económica	8
1.3.3 Idioma y religión	8
1.3.4 Organización de la comunidad	9

2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1	Diseño de la introducción de agua potable para el caserío Patulup Segundo Centro	11
2.1.1	Descripción del proyecto	11
2.1.2	Localización de las fuentes	11
2.1.3	Calidad del agua	12
	2.1.3.1 Análisis físico-químico	12
	2.1.3.2 Análisis bacteriológico	13
2.1.4	Aforos	14
2.1.5	Levantamiento topográfico	16
	2.1.5.1 Planimetría	16
	2.1.5.2 Altimetría	17
2.1.6	Período de diseño	17
2.1.7	Cálculo de población futura	18
2.1.8	Requerimientos de diseño	20
	2.1.8.1 Caudal de diseño	20
	2.1.8.2 Bases de diseño	20
	2.1.8.3 Dotación	21
2.1.9	El consumo y sus variaciones	22
	2.1.9.1 Consumo medio diario	23
	2.1.9.2 Caudal máximo diario	23
	2.1.9.3 Caudal máximo horario	24
	2.1.9.4 Caudal de bombeo	25
2.1.10	Diseño hidráulico	26
	2.1.10.1 Diseño de la captación	27
	2.1.10.2 Diseño y tipo de tubería	27
	2.1.10.3 Diseño de la línea de conducción	28
	2.1.10.3.1 Línea de impulsión	33

2.1.10.3.2	Diseño equipo de bombeo a utilizar	42
2.1.10.3.2.1	Verificación de la sobrepresión por golpe de ariete	45
2.1.10.3.2.2	Selección de la bomba	46
2.1.10.3.2.2.1	Cálculo de la potencia	48
2.1.10.3.2.2.2	Especificaciones del equipo	49
2.1.10.4	Volumen y diseño estructural del tanque de almacenamiento	50
2.1.10.5	Volumen del tanque de distribución	62
2.1.10.6	Diseño de la red de distribución	63
2.1.10.7	Sistema de desinfección	69
2.1.11	Obras hidráulicas	71
2.1.11.1	Caja rompe presión	72
2.1.11.2	Pasos de zanjón, recubrimientos y anclajes	72
2.1.11.3	Pasos aéreos	73
2.1.11.4	Conexión predial	88
2.1.12	Presupuesto	89
2.1.13	Operación y mantenimiento	91
2.1.14	Propuesta de tarifa	92
2.1.15	Evaluación de impacto ambiental	95
2.1.16	Evaluación socio-económica	99
2.1.16.1	Valor presente neto	99
2.1.16.2	Tasa interna de retorno	101

2.2	Mejoramiento de la carretera hacia el caserío Pacamón	103
2.2.1	Descripción del proyecto	103
2.2.2	Especificaciones técnicas	104
2.2.3	Levantamiento topográfico	104
2.2.4	Estudios de suelos	105
2.2.4.1	Ensayo Proctor Modificado	105
2.2.4.2	Ensayo CBR	106
2.2.4.3	Granulometría	106
2.2.4.4	Límites de Atterberg	107
2.2.4.5	Peso específico	108
2.2.4.6	Resultados	109
2.2.5	Criterios de diseño	109
2.2.5.1	Período de diseño	110
2.2.5.2	Volumen de tránsito	110
2.2.5.2.1	Tránsito promedio diario anual	111
2.2.5.2.2	Composición del tránsito	112
2.2.5.2.3	Proyecciones de la demanda de tránsito	112
2.2.5.3	Velocidad de operación	113
2.2.5.4	Velocidad de diseño	113
2.2.6	Componentes básicos de la sección transversal	115
2.2.6.1	Ancho de carriles	116
2.2.6.2	Pendiente transversal de los carriles	117
2.2.6.3	Hombros	117
2.2.6.4	Drenaje superficial	118
2.2.6.5	Drenaje transversal	119
2.2.7	Alineamiento horizontal	120
2.2.7.1	Curvas horizontales	121
2.2.7.2	Peralte	125

2.2.7.3	Distribución de “e” y “ f ”	126
2.2.7.4	Sobreanchos en las curvas	128
2.2.8	Alineamiento vertical	131
2.2.8.1	Curvas verticales	132
2.2.9	Tipo de carpeta de rodadura	136
2.2.9.1	Capa de rodadura	137
2.2.10	Movimiento de tierras	137
2.2.10.1	Volúmenes de tierra	138
2.2.11	Elaboración de planos	140
2.2.12	Elaboración de presupuesto	140
2.2.13	Cronograma de ejecución	142
CONCLUSIONES		145
RECOMENDACIONES		147
BIBLIOGRAFÍA		149
APÉNDICE		151
PLANOS DE LOS PROYECTOS		165

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Mapa de localización	2
2	Caserío Patulup Segundo Centro y caserío Pacamón	3
3	Optimización de la clase de tubería en línea de impulsión	41
4	Distribución de tubería en línea de impulsión	41
5	Dimensiones de la losa	51
6	Diagrama de momentos	53
7	Esquema del muro	56
8	Esquema de bomba dosificadora electrónica	70
9	Modelo matemático del cable en suspensión	77
10	Esquema del cable en los tensores	79
11	Elevación paso aéreo	81
12	Diagrama de flujo de efectivo del sistema de agua potable para el cálculo del VPN	100
13	Diagrama de flujo de efectivo del sistema de agua potable para el cálculo de la TIR	102
14	Elementos de una curva simple	122
15	Tipos de curvas verticales	132
16	Gráfica para el cálculo de longitud mínima de la curva vertical convexa	133
17	Gráfica para el cálculo de longitud mínima de la curva vertical cóncava	134
18	Representación de corte y/o relleno	139

19	Análisis bacteriológico nacimiento Chuatzajón	155
20	Análisis bacteriológico nacimiento Chuisac´kac 1	156
21	Análisis físico-químico nacimiento Chuatzajón	157
22	Análisis físico-químico nacimiento Chuisac´kac 1	158
23	Resultado ensayo de razón soporte California (CBR)	159
24	Resultado ensayo de análisis granulométrico	160
25	Resultado ensayo de límites de Atterberg	161
26	Resultado ensayo de peso unitario seco	162
27	Resultado ensayo de compactación (Proctor Modificado)	163
28	Miembros del caserío Patulup Segundo Centro que colaboraron con el levantamiento topográfico	164
29	Topografía del camino que conduce hacia el caserío Pacamón	164

TABLAS

I	Población caserío Patulup Segundo Centro por sexo y edad	5
II	Población caserío Pacamón por sexo y edad	6
III	Aforo nacimiento Chuatzajón	14
IV	Aforo nacimiento Chuisac´kac 1	15
V	Aforo nacimiento Chuisac´kac 2	15
VI	Aforo nacimiento Chuxe´sac´kac 1	15
VII	Aforo nacimiento Chuxe´sac´kac 2	15
VIII	Información de libreta de campo	16
IX	Dotación según diferentes sistemas de servicio	22
X	Costo mensual de tubería	36
X.	Costo mensual de energía	38
XII	Costo total/mes	38
XIII	Momento estabilizante en el muro	58
XIV	Tensión en el cable	77

XV	Altura de péndola	81
XVI	Presupuesto integrado, introducción de agua potable	90
XVII	Impacto ambiental, etapa de operación	98
XVIII	Flujo de efectivo del sistema de agua potable	100
XIX	Tipos de carretera según su TPDA	111
XX	Velocidad de diseño en kilómetros por hora, según el tipo de carretera y condiciones de terreno	115
XXI	Ancho de carril, según el tipo de carretera	116
XXII	Tasa de sobreelevación por tipo de terreno	126
XXIII	Valores máximos típicos para “e” y “f”	127
XXIV	Sobrecancho en curvas de carreteras de dos carriles	131
XXV	Valores de “k” para visibilidad de parada	135
XXVI	Presupuesto integrado, mejoramiento de la carretera	141
XXVII	Cuadro característico para integración de costos	142
XXVIII	Cronograma de ejecución físico-financiero del mejoramiento de la carretera hacia el caserío Pacamón	143
XXIX	Cálculo hidráulico	153

LISTA DE SÍMBOLOS

@	A cada
Δ	Ángulo de deflexión
°	Grado
°C	Grados Celsius
'	Minuto
Φ	Factor de reducción de momentos
“	Segundo
A.A.S.H.T.O.	Asociación americana de carreteras estatales y oficiales de transportes (por sus siglas en inglés)
ACI	Instituto americano del concreto (por sus siglas en inglés)
A_s	Área de acero
A_{s máx}	Área de acero máxima
A_{s mín}	Área de acero mínima
C.B.R	Valor relativo de soporte California (por sus siglas en inglés)
cm	Centímetro
cm²	Centímetro cuadrado
COGUANOR	Comisión guatemalteca de normas
D.G.C	Dirección General de Caminos
e	Porcentaje de eficiencia de la bomba; tasa de sobreelevación o peralte
Est.	Estación
f	Factor de fricción lateral
f_c	Esfuerzo del concreto
ft	Pie

fy	Esfuerzo de fluencia del acero
HG	Hierro galvanizado
HP	Caballos de fuerza
Ing.	Ingeniero
INFOM	Instituto de fomento municipal
kg	Kilogramo
kg-m	Kilogramo por metro
kg/m²	Kilogramo sobre metro cuadrado
kg/m³	Kilogramo sobre metro cúbico
km	Kilómetro
kph	Kilómetro por hora
kw	Kilo vatio
L	Longitud
l	Litro
lb	Libra
lb/ft	Libra por pie
lb/ft²	Libra por pie cuadrado
lb/ft³	Libra por pie cúbico
L/hab/día	Litro por habitante por día
l/s	Litro por segundo
m	Metro
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
m.c.a.	Metro columna de agua
mm	Milímetro
m/s	Metro sobre segundo
n	Período de diseño
P	Potencia
P/A	Valor presente dado una anualidad

P.O.	Punto observado
psi	Libra por pulgada cuadrada
Pulg.	Pulgada
PVC	Cloruro de polivinilo
Q	Quetzal (moneda guatemalteca)
RN	Ruta nacional
S	Espaciamiento
S_{máx}	Espaciamiento máximo
S_{mín}	Espaciamiento mínimo
t	Espesor de la losa
ton	Tonelada
ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
TPDA	Tráfico promedio diario anual
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales
V	Velocidad
VPN	Valor presente neto
V_s	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

Acarreo	Es el transporte de materiales no clasificados, préstamo o desperdicio a una distancia que excede de 1 kilómetro, menos la distancia de acarreo libre.
Acueducto	Conducto artificial para transportar agua, que tiene por objeto abastecer a una población.
Aforo	Operación que consiste en medir el caudal de una fuente.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Alineamiento horizontal	Proyección del desarrollo del eje de proyecto de una carretera sobre un plano horizontal.
Alineamiento vertical	Proyección del desarrollo del eje de proyecto de una carretera sobre un plano vertical.
Ángulo central	Es el ángulo subtendido por la curva circular igual al cambio de dirección que se da entre las tangentes de una carretera.

Azimut	Ángulo horizontal referido a un norte magnético o arbitrario, su rango va desde 0° a 360°, este es medido en el sentido de las agujas del reloj.
Bacteriológico	Examen que determina el número y clase de bacterias más probable que están presentes en el agua.
Balasto	Material compuesto por grava y arena adecuadamente graduado y resistente al desgaste que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera, con el objeto de protegerla.
Calzada	Parte de la corona destinada al tránsito de vehículos.
Carga dinámica	También llamada carga hidráulica o presión dinámica. Es la altura que alcanzaría el agua en tubos piezométricos a partir del eje central, a lo largo de una tubería con agua a presión.
Carga estática	También es llamada presión estática, y es la distancia vertical que existe entre la superficie libre de la fuente de abastecimiento, caja rompe presión, o tanque de distribución, y el punto de descarga libre. Se mide en metro columna de agua (m.c.a.).
Caudal	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo que pasa en un punto determinado donde circule un líquido.

Cloración	Desinfección de agua por medio de cloro.
Contracuneta	Canal que sirve para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.
Derecho de vía	Es el derecho que tiene el estado o las municipalidades, sobre la faja del terreno.
Desinfección	Eliminación de bacterias patógenas que existen en el agua mediante procesos químicos.
Dotación	Es la cantidad de agua necesaria para consumo de una persona por día.
Estiaje	Es la época del año, en la que los caudales de las fuentes de agua descienden al nivel mínimo.
Físico-químico	Análisis que determina el color, olor, turbiedad, temperatura, sabor, dureza y parámetros químicos del agua.
Fuente	También llamado nacimiento. Es la formación superficial en la que sin la intervención del hombre, brota agua subterránea de las rocas, suelo o ladera, siendo restringida el área del brote.

Patógeno	Que contamina y genera enfermedades.
Pérdida de carga	Es la disminución de presión dinámica, debida a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Presión	Es la fuerza ejercida sobre una superficie.
Sección típica	Es la representación gráfica transversal y acotada, que muestra las partes de una carretera.
Suelo	Material con arreglo variable de partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos con otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican tanto con la superficie del terreno, las fisuras y grietas del mismo.
Topografía	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado en la municipalidad de Sacapulas, departamento de Quiché, en el cual se plantean soluciones técnicas a las necesidades de la población.

Está dividido en dos capítulos: el primer capítulo contiene la fase de investigación, contiene una monografía de los caseríos en estudio, destacando los aspectos más relevantes del municipio: sus características físicas, de infraestructura y socioeconómicas.

La segunda es la fase de servicio técnico profesional, describe el diseño de dos proyectos, los cuales son: diseño de la introducción de agua potable para el caserío Patulup Segundo Centro, que incluye la captación de los nacimientos, línea de conducción por gravedad y bombeo, red de distribución, y el diseño de las obras de arte. El mejoramiento de la carretera hacia el caserío Pacamón que consiste en una carpeta de rodadura de material balasto.

Al final se presentan las conclusiones, recomendaciones y planos de cada proyecto con sus respectivas especificaciones.

OBJETIVOS

GENERAL

Diseñar el sistema de introducción de agua potable para el caserío Patulup Segundo Centro y mejorar la carretera hacia el caserío Pacamón, municipio de Sacapulas, departamento de Quiché.

ESPECÍFICOS

1. Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios e infraestructura para el municipio de Sacapulas, departamento de Quiché.
2. Capacitar a los miembros del comité de los caseríos beneficiados, sobre la operación y mantenimiento del agua potable y del mantenimiento de la carretera mediante charlas y documentos.

INTRODUCCIÓN

El presente proyecto tiene como finalidad la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), que según el resultado del diagnóstico efectuado en distintas aldeas, se tomó como prioridad los proyectos de infraestructura y servicios básicos; el diseño de la introducción de agua potable para el caserío Patulup Segundo Centro y el mejoramiento de la carretera hacia el caserío Pacamón, municipio de Sacapulas, departamento de Quiché.

El déficit actual de cobertura de los servicios de agua potable en el área rural, así como los sistemas que proveen agua con cierto grado de alteración, por falta de tratamiento adecuado y la alteración de los sistemas hídricos, han provocado que gran parte de la población sufra de enfermedades gastrointestinales.

Se determinó la necesidad de hacer la planificación y el diseño de la introducción de agua potable para abastecer a los habitantes del caserío Patulup Segundo Centro, el cual debido a su topografía y localización de las fuentes, se optó por un sistema de bombeo del tanque de almacenamiento hacia el tanque de distribución ubicado en uno de los puntos más altos de la comunidad, para luego por medio de redes abiertas, por gravedad, hacia las conexiones prediales.

La apertura del camino hacia el caserío Pacamón fue tramitada por el consejo comunitario de desarrollo pero no contó con una adecuada planificación en el diseño geométrico de la carretera, que a pesar de poseer un camino, los

accesos son limitados para cierto tipo de vehículos, lo cual dificulta la comercialización de sus productos y limita el desarrollo del caserío.

El mejoramiento de la carretera consiste en la ampliación del tramo carretero por medio de material balasto y la construcción de las obras de arte necesarias para garantizar el funcionamiento adecuado del proyecto durante su período de diseño.

Los diseños de estos proyectos dan solución a problemas de infraestructura vial, salubridad e higiene presentados por los habitantes de dicho lugar.

1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR

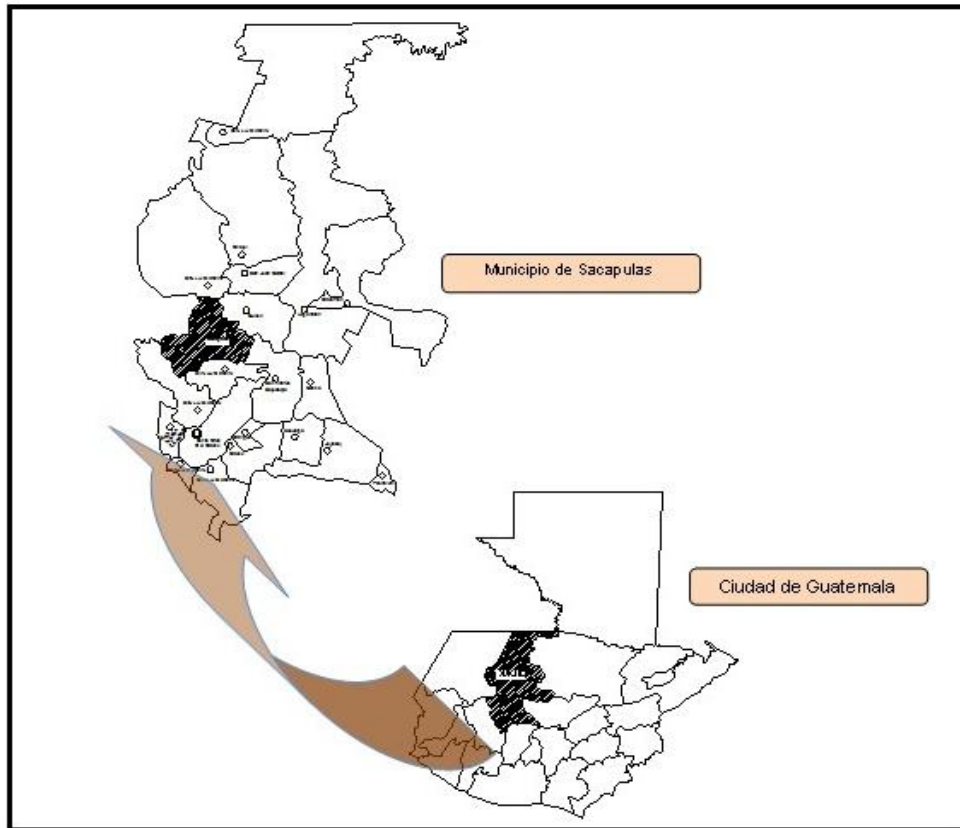
1.1 Características físicas

1.1.1 Localización y colindancias

El caserío Patulup Segundo Centro se localiza a 46 kilómetros de la cabecera departamental, al noreste de Quiché y a 212 kilómetros de la ciudad capital. La comunidad colinda al norte con el caserío Los Trapichitos, al sur con el caserío Xoljuyup, al oeste con el caserío Rancho de Teja y al este con el caserío Chupacbalam, todos pertenecientes al municipio de Sacapulas, Quiché.

El caserío Pacamón se localiza a 53 kilómetros de la cabecera departamental, al noreste de Quiché y a 214 kilómetros de la ciudad capital. La comunidad colinda al norte con el caserío Chixicay y Chibuc, al sur con la cabecera municipal, al oeste con el caserío Pacán y al este con el caserío Xecataloj, todos correspondientes al municipio de Sacapulas, Quiché.

Figura 1. Mapa de localización



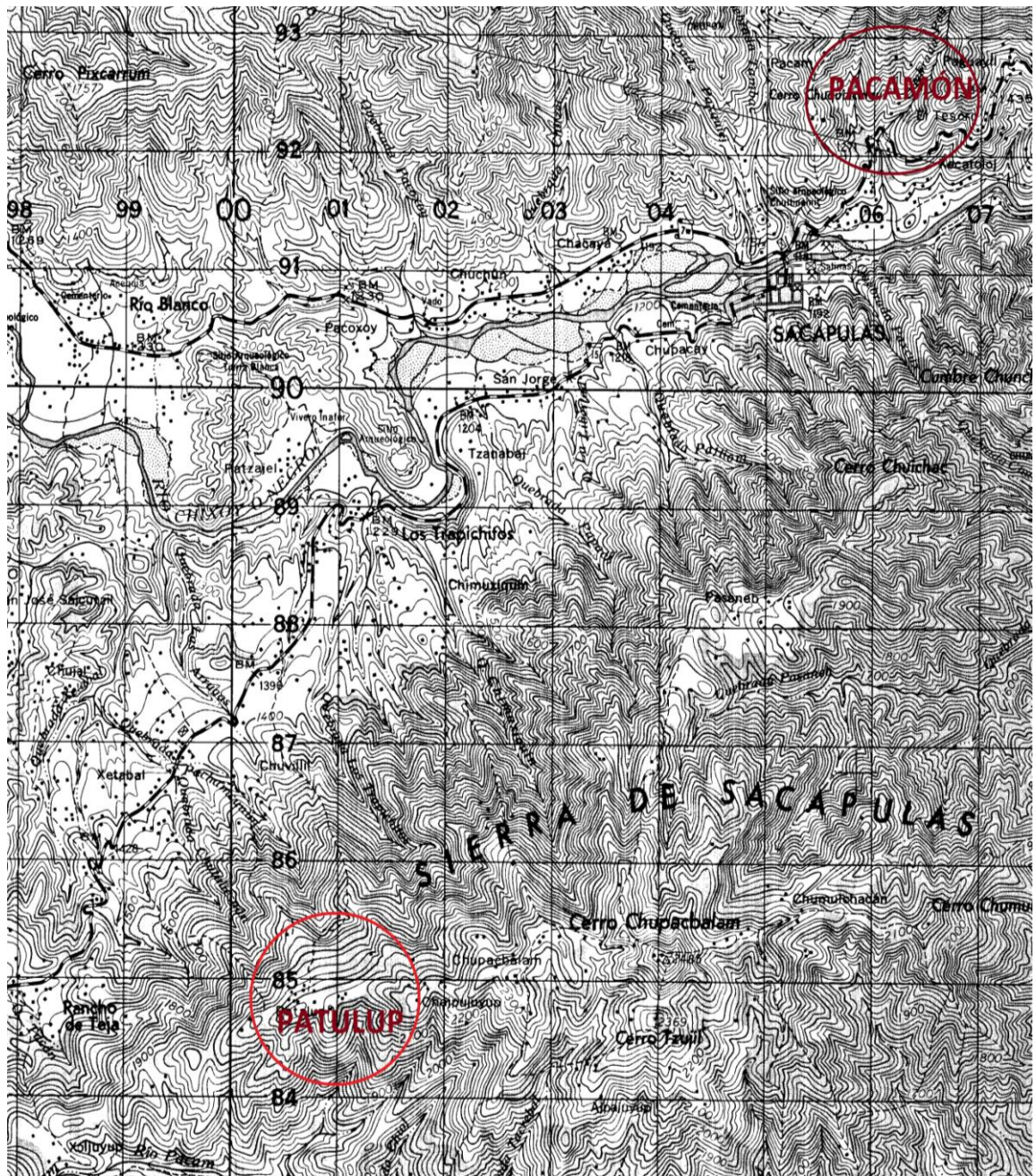
Fuente: Oficina municipal de planificación (OMP)

1.1.2 Ubicación geográfica

El caserío Patulup Segundo Centro tiene una altitud de 2 005 metros sobre el nivel del mar, en las coordenadas 15°13'44" latitud norte y 91°08'29" longitud oeste, el caserío tiene una extensión aproximada de 2,00 kilómetros cuadrados.

El caserío Pacamón tiene una altitud de 1 302 metros sobre el nivel del mar, en las coordenadas 14°47'664" latitud norte y 91°10'941" longitud oeste, el caserío tiene una extensión aproximada de 1,50 kilómetros cuadrados.

Figura. 2 Caserío Patulup Segundo Centro y caserío Pacamón



Fuente: Instituto Geográfico Militar. Mapa 1:50 000

1.1.3 Topografía

El suelo de esta comunidad pertenece a la altiplanicie central del departamento de Quiché¹. Son suelos poco profundos bien drenados, más sueltos y menos arcillosos, desarrollados sobre ceniza volcánica pomácea, firmemente cementada en un clima húmedo seco relativamente templado. Se caracterizan por sus pendientes escarpadas. El suelo superficial¹ es de color café oscuro, de textura y consistencia franco arcillo arenoso, con espesor de 20 centímetros. El subsuelo¹, de color café rojizo y amarillento, es plástico, cuando está húmedo y duro cuando está seco, con espesor aproximado de 50 a 70 centímetros. Es un tipo de suelo franco arcillo arenoso.

1.1.4 Clima

Según la clasificación climática de Thornwhite el clima es húmedo. Según el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), la estación meteorológica más cercana al municipio de Sacapulas es la estación Chuitinamit, que registra los siguientes datos al año 2 008:

- a) Temperatura media anual de 21,60 °C, temperatura mínima anual de 17,80 °C y temperatura máxima anual de 29,80 °C.
- b) Precipitación mínima se dio en el mes de febrero y marzo (0,00 mm.) y la máxima en el mes de septiembre (288,40 mm.).
- c) Temperatura máxima absoluta anual de; 38,5 °C y temperatura mínima absoluta 10,00 °C.

¹ Charles Simons. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** (Guatemala: Editorial del Ministerio de Educación Pública, 1 959) apéndice B, pág. 878.

- d) Humedad relativa media anual de 66%, humedad relativa máxima anual de 92% y humedad relativa mínima anual de 70%.
- f) Nubosidad de cuatro octas.
- e) Velocidad del viento anual 11 km/hora.

1.1.5 Tipo de vivienda

Las viviendas están construidas con paredes de adobe, algunas con cubierta de lámina de zinc y otras con techo de teja y piso de tierra. Son pocas las que tienen construcciones con block y piso de granito de mármol o torta de cemento alisado.

Las viviendas están conformadas por dos ambientes, distribuidos en dos dormitorios, además cocinan en estufas rústicas, utilizando leña como fuente de combustión.

1.1.6 Situación demográfica

El caserío Patulup Segundo Centro tiene un total de 25 viviendas y 254 habitantes, la mayoría carece de un sistema de agua potable. El caserío Pacamón tiene un total de 15 viviendas y 72 habitantes.

Tabla I. Población caserío Patulup Segundo Centro por sexo y edad

Características de la población			
Edad	Mujeres	Hombres	Total
De 0 a 5 años	21	15	36
De 6 a 17 años	74	63	137
Mayores de 18 años	45	36	81
Total	140	114	254

Tabla II. Población caserío Pacamón por sexo y edad

Características de la población			
Edad	Mujeres	Hombres	Total
De 0 a 5 años	5	3	8
De 6 a 17 años	15	13	28
Mayores de 18 años	26	10	36
Total	46	26	72

1.2 Características de infraestructura

1.2.1 Vías de acceso

La vía para llegar al caserío Patulup Segundo Centro partiendo desde la cabecera departamental es la siguiente; se recorren 38 kilómetros de carretera asfaltada sobre la ruta nacional 15 (RN-15) hasta llegar a la aldea Rancho de Teja que se encuentra antes de llegar al municipio de Sacapulas, luego se cruza hacia la derecha y se recorren 10 kilómetros sobre carretera de terracería en buen estado en épocas de verano, cuando inicia la época de invierno se hace difícil en algunos sectores montañosos del lugar.

Para llegar al caserío Pacamón se puede hacer de dos maneras; la primera partiendo desde la cabecera departamental, se recorren 53 kilómetros de la siguiente forma; 49 kilómetros de carretera asfaltada sobre la ruta nacional 15 (RN-15) hasta llegar a la cabecera departamental, y luego 2 kilómetros de carretera asfaltada sobre la ruta nacional 7W (RN-7W), se cruza hacia la izquierda y se recorren 2 kilómetros de carretera de terracería en estado regular; y la segunda desde la carretera nacional 7W (RN-7W), que se origina en el departamento de Alta Verapaz, atraviesa Aguacatán y finaliza en Buenos Aires, Chiantla, Huehuetenango, se cruza hacia la derecha en el kilómetro 297 de esta ruta.

1.2.2 Servicios públicos

El caserío Patulup Segundo Centro cuenta con el servicio de energía eléctrica, servicio de agua por medio de un pozo el cual es deficiente, una iglesia católica, una escuela primaria ubicada a un kilómetro aproximadamente del caserío y dos tiendas, además su sistema de deposición de excretas es por medio de letrinas mejoradas de pozo ventilado.

El caserío Pacamón cuenta con el servicio de agua potable, pero el servicio es deficiente; una escuela primaria, una iglesia evangélica y una tienda de consumos varios, el sistema de deposición de excretas es por medio de pozos ciegos ubicados en cada vivienda. No existe puesto ni centro de salud en la comunidad y en los casos cuando se necesitan de sus servicios se acude al centro de salud de la cabecera municipal.

1.3 Características socioeconómicas

1.3.1 Origen de la comunidad

El caserío Patulup Segundo Centro hace varios años pertenecía al caserío Patulup pero debido a que no llegaban los recursos suficientes para solventar las necesidades de la población, por acta No. 26-2008 del 23 de junio de 2008 se creó el consejo comunitario de desarrollo por un período de dos años, hasta mediados del año 2010.

El caserío Pacamón existe desde hace muchos años, sus primeros pobladores llegaron a ese lugar en busca de trabajo y se radicaron ahí a trabajar la tierra, la mayor parte de esta población ha nacido en esta comunidad, actualmente cuentan con un consejo comunitario de desarrollo.

1.3.2 Actividad económica

En el caserío Patulup Segundo Centro normalmente el hombre es el responsable de conseguir el dinero para el gasto de la familia y lo hace de varias maneras, pero principalmente son las actividades agrícolas y comerciales las mayores.

Los jornales son remunerados hasta con Q75,00 y únicamente cuando hay cosecha en otras comunidades, tomando en cuenta que el resto de días trabajan dentro de sus propios cultivos lo que no les genera ningún ingreso, aunque los cultivos son más de subsistencia, como el maíz.

En el caserío Pacamón, las características de los suelos son aptos para el cultivo de productos como el maíz, siendo este el principal cultivo de subsistencia, la mayoría de hombres de la comunidad se trasladan a otras regiones del país como la costa sur para trabajar como jornaleros en las fincas siendo el salario promedio de Q50,00, la población femenina se dedica principalmente al trabajo doméstico y otros emigran al extranjero por temporadas y mandan la remesa a sus familiares.

1.3.3 Idioma y religión

Actualmente, la mayor parte de sus pobladores son de origen indígena, por lo que en su totalidad hablan el K'iche' y Sacapulteco y un pequeño porcentaje el castellano, como segundo idioma; visten sus trajes típicos, principalmente las mujeres. La religión es muy variada se puede decir que en un 50% se practica la religión católica y el otro 50% se practica la religión evangélica.

1.3.4 Organización de la comunidad

Según la ley, el objetivo de organizar los consejos comunitarios de desarrollos o COCODES, es que las mujeres y hombres de la comunidad analicen su realidad y se pongan de acuerdo para definir que hacer por mejorarla, a este trabajo la Ley de consejos le llama “Planificación democrática del desarrollo”. Así, en cada comunidad existe un consejo de desarrollo encargado de velar por el bienestar de la población.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la introducción de agua potable para el caserío Patulup Segundo Centro

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, para el caserío Patulup Segundo Centro, municipio de Sacapulas, departamento de Quiché, el cual está conformado de la siguiente manera; captación de 5 nacimientos de brote definido, 2 cajas reunidoras de caudales, tanque de alimentación o tanque de succión de 12 m³, 653,72 metros de línea de impulsión (bombeo), tanque de distribución de 15 m³, 2 542,30 metros de la red de distribución por gravedad, 25 conexiones domiciliarias tipo predial y obras hidráulicas.

2.1.2 Localización de las fuentes

Se define como fuente de agua al lugar capaz de suministrar un caudal mínimo, igual o mayor al consumo máximo diario, en cualquier época del año. La fuente será adecuada para el consumo humano, siempre que el agua sea de calidad aceptable y en las cantidades requeridas.

Las fuentes de aguas naturales disponibles en el medio ambiente, las cuales se pueden clasificar en: aguas meteóricas o aguas de lluvia, aguas superficiales como ríos y lagos y aguas subterráneas. Estas últimas son las que

se han filtrado en suelos permeables al caer a la superficie terrestre y que afloran en forma horizontal o vertical, en uno o varios puntos definidos.

Para dotar de agua potable al caserío Patulup Segundo Centro, se captará el agua de cinco nacimientos identificados por la comunidad como: nacimiento Chuatzajón, nacimiento Chuisac´kac 1 y Chuisac´kac 2 y nacimiento Chuxe´ sac´kac 1 y Chuxe´ sac´kac 2, siendo estos del tipo de brote definido en ladera.

2.1.3 Calidad del agua

Está sometida a variaciones muy pronunciadas de sus características, las cuales pueden ser naturales o alteradas (contaminación hecha por el hombre), pero el agua a suministrar debe ser sanitariamente segura es decir incolora, inodora e insípida, incapaz de transmitir enfermedades, libre de concentraciones excesivas de sustancias minerales y orgánicas, libre de agentes patógenos.

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

2.1.3.1 Análisis físico-químico

El análisis físico está relacionado con los sentidos y es de mucha utilidad e importancia. En la potabilidad del agua se determinan las siguientes características: olor, color, turbiedad, temperatura, sabor.

En el análisis químico se determinan las cantidades de materia mineral y orgánica que hay en el agua y que afectan su calidad, proporcionando datos acerca de contaminación, además las siguientes características: fluoruros, cloruros, nitrógeno total, hierro total y dureza.

Los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio de Microbiología Sanitaria del Centro de Investigaciones de Ingeniería, para el nacimiento Chuatzajón y Chuisac´kac 1, desde el punto de vista físico, el agua cumple con la norma, y desde el punto de vista de la calidad química, indicadores químicos de contaminación amoniaco sobrepasa el límite mínimo de contaminación, ver figuras 21 y 22 en apéndice.

2.1.3.2 Análisis bacteriológico

El examen bacteriológico tiene como principal propósito, indicar el nivel de contaminación bacteriana y principalmente con materia fecal, que presenta la fuente de agua.

El agua debe estar exenta de gérmenes patógenos de origen entérico y parasitario. La determinación de organismos entéricos normales, mostrarán el nivel de contaminación fecal del suministro de agua.

Los indicadores más utilizados para determinar el nivel de contaminación, son los organismos coliformes totales o simplemente; coliformes. Por experimentos se ha comprobado, que estos presentan ciertas limitaciones para considerarlos indicadores de organismos exclusivamente de origen fecal, ya que en países con altas temperaturas, los de origen no fecal pueden abundar.

El grupo coliforme lo forman los bacilos Escherichia Coli de los animales de sangre caliente. El Aerobacter Aerógenos además de encontrarse en las heces, es frecuente encontrarlo en raíces de vegetales y algunas semillas.

Por razones de simplicidad, la metodología microbiológica para el agua de pequeñas comunidades, se ha limitado al grupo coliforme solamente, dado que este grupo es mejor conocido y además relativamente fácil de identificar.

Los resultados de los exámenes de calidad de agua indican que el nacimiento Chuatzajón y nacimiento Chuisac´kac 1, se enmarcan en la clasificación I, calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección, ver figuras 19 y 20 en apéndice.

2.1.4 Aforos

El aforo de una fuente de agua es la medición del caudal. Para el diseño de un sistema de agua potable, el aforo es una de las partes más importantes, ya que este indicará si la fuente es suficiente para abastecer a toda la población. La medición de los aforos es recomendable realizarla en época seca o de estiaje. El aforo de los cinco nacimientos ya estaba calculado con base en documentos presentados por la comunidad, para tener certeza en los aforos se rectificó en el mes de abril de 2 009. Los resultados son los siguientes:

Tabla III. Aforo Nacimiento Chuatzajón

	Tiempo (seg)	Volumen (l)	Caudal (l/seg)
Nacimiento Chuatzajón	9,70	1,00	0,10
	10,80	1,00	0,09
	9,10	1,00	0,11
	9,60	1,00	0,10
	10,80	1,00	0,09
Promedio	10,00	1,00	0,10

Tabla IV. Aforo Nacimiento Chuisac´kac 1

	Tiempo (seg)	Volumen (l)	Caudal (l/seg)
Nacimiento Chuisac´kac 1	14,40	1,00	0,07
	15,70	1,00	0,06
	13,63	1,00	0,07
	12,41	1,00	0,08
	15,30	1,00	0,07
Promedio	14,29	1,00	0,07

Tabla V. Aforo Nacimiento Chuisac´kac 2

	Tiempo (seg)	Volumen (l)	Caudal (l/seg)
Nacimiento Chuisac´kac 2	33,10	1,00	0,03
	32,60	1,00	0,03
	31,70	1,00	0,03
	34,77	1,00	0,03
	34,50	1,00	0,03
Promedio	33,33	1,00	0,03

Tabla VI. Aforo Nacimiento Chuxe´sac´kac 1

	Tiempo (seg)	Volumen (l)	Caudal (l/seg)
Nacimiento Chuxe´sac´kac 1	7,11	1,00	0,14
	8,50	1,00	0,12
	8,50	1,00	0,12
	6,85	1,00	0,15
	7,50	1,00	0,13
Promedio	7,69	1,00	0,13

Tabla VII. Aforo Nacimiento Chuisac´kac 2

	Tiempo (seg)	Volumen (l)	Caudal (l/seg)
Nacimiento Chuxe´sac´kac 2	13,40	1,00	0,07
	12,90	1,00	0,08
	15,33	1,00	0,07
	14,70	1,00	0,07
	15,10	1,00	0,07
Promedio	14,29	1,00	0,07

Por lo que el caudal de aforo total es de:

$$Q_t = 0,10 \text{ l/s} + 0,07 \text{ l/s} + 0,03 \text{ l/s} + 0,13 \text{ l/s} + 0,07 \text{ l/s}$$

$$Q_t = 0,40 \text{ l/s}$$

2.1.5 Levantamiento topográfico

Proporciona las diferentes características naturales o artificiales del terreno y las elevaciones que se utilizan para elaborar un mapa, planos, etc. Con la ayuda de un teodolito marca PENTAX TH-20 DC, estadal de metal de 4 metros, cinta métrica de 100 metros, plomada, estacas y la colaboración de los vecinos y de la municipalidad se realizó el levantamiento topográfico.

Una de las partes más importantes del trabajo topográfico es la inspección preliminar; que el diseñador debe realizar con la finalidad de observar los factores que puedan determinar, en el diseño hidráulico del sistema de agua.

2.1.5.1 Planimetría

La planimetría tiene como objeto determinar la longitud del proyecto, que se va a realizar, localizar los accidentes geográficos y todas las características naturales como no naturales que puedan influir en el diseño del sistema, por ejemplo: calles, edificios, áreas de desarrollo futuro, carreteras, zanjones, ríos, cerros, etc. El levantamiento se realizó con una poligonal abierta por el método de conservación de azimut. A continuación se muestra el formato de la libreta a utilizar para el levantamiento topográfico:

Tabla VIII. Información de libreta de campo

Est.	P.o	Azimut	Ángulo Vertical	Hilo superior	Hilo medio	Hilo inferior	Distancia

2.1.5.2 Altimetría

Es el procedimiento que se utiliza para determinar la diferencia de nivel o de elevación entre los puntos situados sobre la topografía, este concepto es necesario, puesto que la elevación de un punto sólo se puede establecer con relación a otro punto o un plano. El método que se utilizó fue el taquimétrico.

Un plano topográfico está conformado por estas dos partes de la topografía, que determinan: la posición y elevación de cada punto y muestran puntos de interés en el diseño a realizar.

2.1.6 Período de diseño

Es el período durante el cual la obra dará servicio satisfactorio para la población de diseño. Está determinado por la calidad del material utilizado en su elaboración, el manejo en su instalación, su exposición al ambiente y los esfuerzos a los que es sometido de acuerdo con su capacidad, los costos y tasas de interés, población de diseño y la factibilidad o dificultad para hacer ampliaciones a las obras existentes.

Obras civiles	= 20 años
Equipos mecánicos	= 5 a 10 años

Para este proyecto se tomó un período de diseño de 20 años, más un año para trámites de financiamiento.

2.1.7 Cálculo de población futura

Para el cálculo de población futura se requieren dos tipos de estimaciones de población:

- a) Método de crecimiento aritmético: consiste en añadir a la población existente el mismo número de habitantes por cada futuro período. Gráficamente, este crecimiento se representa por una línea recta. Este método es de valor limitado, pero, es aplicable a ciudades antiguas y a las muy desarrolladas.

La fórmula empleada para este método es:

$$P_f = P_2 + \frac{(P_2 - P_1)(t_n - t_1)}{(t_2 - t_1)}$$

Donde:

P_f = población futura

P_2 = población del último censo, 254 habitantes, realizado en el EPS

P_1 = población del censo anterior al último censo, 209 habitantes, realizado por el Instituto Nacional de Estadística, 2 002.

t_n = fecha de población futura, año 2 030

t_1 = fecha del censo anterior, año 2 002

t_2 = fecha del último censo, año 2 009

$$P_f = 254 + \frac{(254 - 209)(2030 - 2009)}{(2009 - 2002)} = 389 \text{ habitantes para el 2 030}$$

b) Método de crecimiento geométrico: consiste en calcular el cambio promedio de la tasa de población para el área en estudio por cada década en el pasado, y así proyectar su tasa promedio o porcentaje de cambio hacia el futuro.

La fórmula empleada para este método es:

$$P_f = P_a * (1 + i)^n$$

Donde:

P_f = población futura en un tiempo n de 21 años

P_a = población actual 254 habitantes, según conteo de la planilla de topografía

i = tasa de crecimiento poblacional es de 2,80%

n = período de diseño de 21 años

$$P_f = 254 * (1 + 0,028)^{21}$$

$$P_f = 454 \text{ habitantes}$$

Con el objeto de obtener un resultado más real, se decidió utilizar el método de crecimiento geométrico, ya que se obtienen mejores resultados porque toma en cuenta la población actual. La población de diseño será de 454 habitantes.

Debido a que el caudal de aforo no es suficiente para la demanda de los habitantes, se va a sectorizar el sistema en dos; de manera que toda la población tenga agua potable al final del período de diseño.

2.1.8 Requerimientos de diseño

El diseño se hará siguiendo las normas recomendadas por INFOM/UNEPAR, en la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales, las cuales son el resultado de experiencias sobre la materia durante muchos años, tanto del sector privado como del público, sin dejar por un lado las tres condiciones fundamentales para proporcionar agua a las poblaciones, que son: dar la cantidad necesaria, con la calidad adecuada y con la garantía de un servicio permanente, en relación con la duración de las instalaciones y la cuantía de las inversiones.

2.1.8.1 Caudal de diseño

Para determinar el caudal de diseño se consideran los siguientes factores:

- El tipo de comunidad: se tiene una densidad de vivienda de 10 habitantes por vivienda; las personas se dedican a la agricultura.
- El clima: debe tomarse en cuenta la temperatura promedio del lugar para determinar la dotación de la población, el clima es húmedo.
- Capacidad de la fuente: dependiendo de la capacidad de la fuente se realizará la distribución.

2.1.8.2 Bases de diseño

Las bases de diseño dependen de diversos factores como el nivel de vida de la población, clima, actividad productiva, patrones de consumo de la población, aspectos socioeconómicos, etc. A falta de alguno de estos factores

se tomará como base lo que establece el plan nacional de abastecimiento de agua potable y saneamiento para el área rural de Guatemala en la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales. A continuación se describen las bases de diseño utilizadas para el proyecto:

- Población actual, 254 habitantes.
- Población futura, 454 habitantes divididos en dos sectores, el sector 1 cuenta con 256 habitantes y el sector dos con 198 habitantes.
- Línea de conducción por gravedad y bombeo.
- Período de diseño 21 años, 1 año para trámite y 20 años de funcionamiento del sistema.
- Período de diseño para la bomba, 10 años.
- 25 conexiones prediales actuales y 48 futuras.
- Dotación de 60 litros por habitante por día.
- Presión mínima de 10 metros columna agua.
- Presión máxima de 40 metros columna agua.
- Velocidad mínima del agua dentro de la tubería 0,30 m/s.
- Velocidad máxima del agua dentro de la tubería 3,00 m/s.

2.1.8.3 Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada habitante que se haya establecido dentro del sistema del proyecto. Se expresa en litros por habitante por día.

Los factores que intervienen son: clima, nivel de vida, actividades productivas, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad del agua, administración del sistema y presiones del mismo.

Para fijar la dotación se tomará en cuenta; estudios de demanda para la población o de poblaciones similares, si los hubiere. A falta de éstos se tomarán en cuenta los siguientes valores:

Tabla IX. Dotación según diferentes sistemas de servicio

Sistema de servicio	Dotación (litros/habitante/día)
Servicio a base de llenacántaros exclusivamente	30 a 60
Servicio mixto de llenacántaros y conexiones prediales	60 a 90
Servicio exclusivo de conexiones prediales fuera de la vivienda	90 a 120
Servicio de conexión intradomiciliares, con opción a varios grifos	90 a 170
Servicio de pozo excavado con bomba de mano	mínimo 15

Fuente: Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales

Para el diseño del sistema de abastecimiento de agua para el caserío Patulup Segundo Centro se ha fijado una dotación de 60 litros/habitante/día, se asigna esta dotación tomando en cuenta la capacidad que tienen los nacimientos captados y tipo de servicio que se dará.

2.1.9 El consumo y sus variaciones

Las variaciones día a día reflejan las actividades domésticas en una población, el consumo de agua cambia con las estaciones, los días de la semana y las horas del día; por lo que el sistema diseñado debe satisfacer en todo momento estas variaciones.

2.1.9.1 Consumo medio diario

Es un promedio del consumo medio diario registrado durante un período de un año, el cual se puede obtener mediante un registro estadístico. El caudal medio será el producto de la dotación adoptada, por el número de habitantes que se estimen al final del período de diseño expresado en l/s.

$$Q_{\text{med}} = \frac{\text{Dot} * P_f}{86\,400}$$

$$Q_{\text{med}} = \frac{(60\text{ l/hab/día}) * (256\text{ habitantes})}{86\,400}$$

$$Q_{\text{med}} = 0,178\text{ l/s}$$

Donde:

Q_{med} . = caudal medio (l/s)

Dot. = dotación (l/hab/día)

P_f = población futura (habitantes)

2.1.9.2 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 de registro, el consumo máximo diario (CMD) será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor que oscile entre 1,20 y 1,50 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y 1,20 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes.

Al tomar en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que para este estudio el factor de día máximo (FDM) es de 1,50.

$$QDM = FDM * Q_{med}$$

$$QDM = (1,5) * (0,178 \text{ l/s})$$

$$QDM = 0,267 \text{ l/s}$$

Donde:

QDM = caudal de día máximo o máximo diario (l/s)

FDM = factor de día máximo

Q_{med} = caudal medio diario

2.1.9.3 Caudal máximo horario

Es la hora de máximo consumo del día, el valor obtenido se usará para el diseño de la línea de distribución y la red de distribución

Para determinar este caudal se debe multiplicar el consumo medio diario por el factor de hora máximo (FHM) cuyo valor es de 2,00 a 3,00 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y 2,00 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes.

La selección del factor es 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 2,50.

$$QHM = FHM * Q_{med}$$

$$QHM = (2,5) * (0,178 \text{ l/s})$$

$$QHM = 0,444 \text{ l/s}$$

Donde:

QHM = caudal máximo horario de hora máxima (l/s)

FHM = factor de hora máxima

Q_{med} = caudal medio diario

2.1.9.4 Caudal de bombeo

El caudal de bombeo se utiliza para determinar la potencia de la bomba. Se define como el caudal máximo que se puede bombear al tanque de distribución durante las horas de funcionamiento.

Para determinar el caudal de bombeo es importante definir antes, el período de bombeo, el cual se obtiene en función del caudal que proporciona la fuente; en este caso se determina por medio del 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. Se recomienda que el período de bombeo sea de 8 a 12 h.

Es importante aclarar que el equipo de bombeo es el que debe diseñarse para un período de 10 años, pero el resto de los componentes del sistema no; 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 en este caso.

El caudal de bombeo se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Q_b = \frac{QDM * 24}{N}$$

$$Q_b = \frac{(0,267 \text{ l/s})(24)}{12}$$

$$Q_b = 0,533 \text{ l/s}$$

Donde:

QDM = caudal máximo diario l/s

Q_b = caudal de bombeo l/s

24 = horas en un día

N = horas de bombeo

2.1.10 Diseño hidráulico

Todas las comunidades que quieran resguardar la salud de sus integrantes debe poseer por lo menos un saneamiento base, que incluya abastecimiento de agua, red de drenajes sanitario y pluvial (si lo hubiese) y una adecuada disponibilidad de los desechos sólidos.

En el proceso de saneamiento es muy importante disponer de agua potable de una manera continua, ya que con esto se asegura la salud de la población y también la reducción del riesgo de enfermedades endémicas y gastrointestinales.

El agua potable, para que sea considerada como tal, debe ser sanitariamente segura, debe cumplir con la Norma COGUANOR NGO 29-001 del Acuerdo Gubernativo No. 986-1999 en los límites máximos aceptables y

permisibles; además debe estar exenta de microorganismos patógenos (condiciones bacteriológicas), en tal caso de no encontrarse en los parámetros existen procedimientos para que sea considerada sanitariamente segura.

El diseño del sistema de abastecimiento comprende la determinación de tuberías, diseños de obras complementarias, planos de construcción, presupuesto, evaluación de impacto ambiental y otros aspectos importantes para el óptimo funcionamiento del sistema.

2.1.10.1 Diseño de la captación

Es toda estructura que se construye con fines de recolectar el agua de la fuente. El tipo de fuente de los cinco nacimientos que se tiene en el proyecto es de brote definido en ladera, las cuales están formadas por muros de concreto ciclópeo y sello sanitario de concreto, con el fin de aislar el manantial de la intemperie. La captación estará conformada de un filtro de piedra bola, grava y arena con una capacidad de 1 m³, el cual tendrá una tubería hacia la caja de captación de la misma capacidad, ambas con su respectivo rebalse. La tubería de salida llevará una válvula de control de bronce. Alrededor de la captación se colocará una contra cuneta, para que el agua de lluvia proveniente de la ladera no contamine el manantial.

2.1.10.2 Diseño y tipo de tubería

Toda tubería tiene tres características importantes: diámetro, clase y tipo. Respecto al diámetro se debe mencionar que comercialmente las tuberías se les asignan un diámetro nominal, que difiere del diámetro interno siendo este último el que es utilizado para el diseño hidráulico.

La clase se refiere a la norma de fabricación, la cual está relacionada con la presión de trabajo y a la razón entre diámetro externo y espesor de la pared del tubo. Por último, el tipo de tubería se refiere al material de que está hecho el conducto.

Debido a los accidentes topográficos del terreno, el sistema será diseñado para dos tipos de tubería los cuales son: cloruro de polivinilo rígido (PVC) y hierro galvanizado (HG). La tubería HG será utilizada únicamente para salvar obstáculos, tales como: pasos de zanjón, pasos aéreos, lugares donde la tubería no se puede enterrar y donde requiera una presión mayor de 175 m.c.a., el resto del sistema se utilizará tubería PVC. Los diámetros a utilizar están comprendidos entre $\frac{3}{4}$ " y 1" en general.

2.1.10.3 Diseño de la línea de conducción

Es el conjunto de tuberías libres o forzadas que conducen el agua, desde las obras de captación hacia el tanque de almacenamiento.

Para el diseño de la línea de conducción se considera que todo el proyecto funcionará por gravedad, para este caso el diseño debe estar sustentado sobre criterios técnicos y económicos.

Para el diseño de una línea de conducción por gravedad, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- La capacidad de la tubería deberá ser suficiente para transportar el caudal deseado.

- La selección de la clase y diámetro de tubería a emplear, deberá ajustarse a la máxima economía y soportar las presiones hidrostáticas.
- Carga disponible o diferencia de altura entre la captación y el tanque de almacenamiento.
- Considerar obras necesarias en el trayecto de la línea de conducción.

Para garantizar que el sistema preste un servicio eficiente y continuo durante el período de vida útil, se debe determinar la clase de tubería y los diámetros adecuados, a través del cálculo hidráulico, con fórmulas como la de Darcy-Weisbach o Hazen & Williams. Para este estudio se ha empleado la segunda fórmula:

$$H_f = \frac{1743,811 * L * Q_c^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga (m)

Q_c = caudal de día máximo o caudal de conducción (l/s)

L = longitud de tubería más un factor de longitud del 5% por la topografía del terreno (m)

D = diámetro interno de la tubería (pulgadas)

C = coeficiente de rugosidad de la tubería (para PVC = 140, HG = 100)

A continuación se muestra el cálculo para un tramo, de la estación E-14 a la estación E-20 donde se ubica una caja reunidora de caudales, con una distancia de 153,04 metros, para ejemplificar:

- **Datos para el tramo**

Cota E-14 = 947,89 m

Cota E-20 = 937,05 m

$Q_c = 0,10$ l/s

Coeficiente de rugosidad (PVC) = 140

% incremento de tubería = 5%

- **Cálculo de la carga disponible**

La carga disponible es la diferencia de cota entre el nivel inicial y el nivel en el cual termina el diseño, se calcula de la siguiente manera:

$$H = C_o - C_f$$

$$H = 947,89 \text{ m} - 937,05 \text{ m}$$

$$H = 10,84 \text{ m}$$

Donde:

H = presión hidrostática

C_o = cota inicial

C_f = cota final

- **Cálculo del diámetro teórico de la tubería**

Para calcular el diámetro de la tubería se utiliza la fórmula de Hazen & Williams.

Sustituyendo valores:

$$D = \frac{1743,811 * 153,04 * 1,05 * 0,10^{1,85}}{140^{1,85} * 10,84}^{(1/4,87)} = 0,51 \text{ pulg.}$$

Se debe considerar las pérdidas por fricción, probando con diámetros superiores o inferiores de tubería, a manera de contrarrestar estas pérdidas, y logrando mantener presiones adecuadas. Se utilizará tubería PVC de 250 psi con diámetro ¾". Los diámetros internos para PVC y HG utilizados en el diseño hidráulico, se obtienen de las tablas proporcionadas por el fabricante.

- **Cálculo de pérdidas por fricción**

Se calcula por medio de la ecuación de Hazen & Williams de la siguiente manera:

$$H_f = \frac{1743,811 * 153,04 * 1,05 * 0,10^{1,85}}{140^{1,85} * 0,926^{4,87}} = 0,61\text{m}$$

- **Cálculo de cota piezométrica**

La cota piezométrica final del tramo se calcula restando la cota inicial del terreno menos las pérdidas del tramo, se calcula de la siguiente manera:

$$P_{if} = C_o - H_f$$

$$P_{if} = 947,89\text{m} - 0,61\text{m}$$

$$P_{if} = 947,28\text{m}$$

Donde:

P_{if} = cota piezométrica final del tramo (m)

C_o = cota inicial del tramo (m)

H_f = pérdida por fricción (m)

- **Cálculo de la presión hidrodinámica**

La presión hidrodinámica al inicio del tramo es cero, debido a la presión atmosférica, y la presión hidrodinámica final del tramo se calcula de la siguiente manera:

$$P_{Df} = P_{if} - C_f$$

$$P_{Df} = 947,28 \text{ m} - 937,05 \text{ m}$$

$$P_{Df} = 10,23 \text{ m}$$

Donde:

P_{Df} = presión hidrodinámica final del tramo (m)

P_{if} = cota piezométrica final del tramo (m)

C_f = cota final del terreno (m)

- **Cálculo de la velocidad**

Ésta viene expresada de la siguiente manera:

$$V = \frac{1,974 * Q_c}{D^2}$$

$$V = \frac{1,974 * 0,10}{0,926^2} = 0,23 \text{ m/s}$$

Donde:

V = velocidad del agua (m/s)

Q_c = caudal de día máximo o caudal de conducción (l/s)

D = diámetro interno de la tubería (pulgadas)

Este procedimiento se repite para todos los tramos del cálculo hidráulico de toda la línea de conducción, ver tabla XXIX en apéndice.

2.1.10.3.1 Línea de impulsión

La tubería de descarga es la que se coloca inmediatamente después de la bomba. Generalmente en el abastecimiento de agua potable para el área rural, esta tubería conduce el líquido a un tanque de almacenamiento, aunque se podría conectar directamente a la tubería de distribución.

La tubería de este tramo será elegida tomando en cuenta factores tales como: diámetro económico, costo del bombeo por mes, costo de la tubería por mes y la sobre presión; más conocida como golpe de ariete.

La velocidad del caudal requerido en la tubería de impulsión debe conducirse a una velocidad mínima de 0,60 m/s y una velocidad máxima de 2,00 m/s.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y eliminar formaciones de aire, es conveniente considerar en el diseño e instalaciones de la tubería de descarga, las recomendaciones siguientes:

- La tubería debe colocarse en la ruta más directa posible, desde la bomba hasta el punto de descarga, lo que disminuye la resistencia al paso del agua.
- El número de cambios de dirección, válvulas y accesorios deben ser los mínimos necesarios en esta tubería, sin embargo, en lugares bajos deben instalarse válvulas de limpieza y si es requerido en los puntos altos de la línea deberá colocarse válvulas de aire.

- Cuando se contemple la conexión de más de una bomba a una misma tubería de descarga, se recomienda el uso de accesorios que conduzcan el fluido por la ruta más directa; usando, por ejemplo, tubería PVC de diferentes ángulos o codos de mínimo ángulo. En este mismo caso, conforme se vayan sumando caudales, el diámetro de la tubería debe ser el inmediato superior. El tipo de la tubería de descarga está íntimamente ligado a la máxima presión que se presenta en ésta, pudiendo ser clasificada según su presión de trabajo en ligera, mediana o de alta presión.

Existen fórmulas para el cálculo del diámetro económico, sin embargo, es preferible realizar un análisis económico de menor costo, el cual se describe a continuación:

- Determinar los posibles diámetros a utilizar, los que debe cumplir con los rangos de velocidad mínima y máxima, debiéndose analizar todos los diámetros comerciales que se encuentran dentro de dicho rango. Se calcula de la siguiente manera:

$$d = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{V}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1,974 * 0,533}{0,60}} = 1,32''$$

$$d = \sqrt{\frac{1,974 * 0,533}{2,00}} = 0,72''$$

Donde:

d = diámetro probable (pulgada)

V = velocidad (m/s)

Q_b = caudal de bombeo (l/s)

Como son diámetros no comerciales, hay que aproximarlos, por lo tanto los diámetros comprendidos dentro del rango de velocidades son ¾" y 1".

- b) Calcular el costo de la tubería por mes para los diámetros encontrados anteriormente. Para ello como primer paso, hay que determinar la amortización, usando la siguiente fórmula:

$$A = \frac{R * (R + 1)^N}{(R + 1)^N - 1}$$
$$A = \frac{(0,15/12) * ((0,15/12) + 1)^{120}}{((0,15/12) + 1)^{120} - 1} = 0,016$$

Donde:

A = amortización

R = tasa de interés mensual

N = número de meses en que se desea pagar la tubería

Es razonable usar 10 años para la amortización de una tubería, ya que la vida útil de un equipo de bombeo oscila entre ese tiempo.

- Determinar la cantidad de tubos a utilizar

$$\text{Cantidad de tubos} = \frac{L}{6}$$

$$\text{Cant. tubos} = \frac{653,72 * 1,05}{6,00}$$

$$\text{Cantidad de tubos} = 115 \text{ tubos} + 1 \text{ tubo} = 116 \text{ tubos}$$

Luego de haber conocido la amortización, se calcula el costo por longitud de tubería. Finalmente se puede conocer cuál es el costo final de la tubería, usando la siguiente fórmula:

$$C_t = A * C_m$$

Donde:

C_t = costo tubería por mes

A = amortización

C_m = costo mensual de tubería

Tabla X. Costo mensual de tubería

Diámetro	Amortización	Costo de la tubería	Cantidad de tubos	Costo por mes
¾"	0,016	Q56,28*	116	Q104,46
1"	0,016	Q87,58*	116	Q162,55

*Catálogo de precio de Amanco 2 010

c) Determinar el costo de bombeo, y éste va depender de las pérdidas de carga por longitud de tubería, para lo cual habrá que calcular para cada uno de los diámetros las pérdidas por fricción y luego calcular la potencia.

- Potencia de la bomba

$$P = \frac{Q_b * H_f}{76 * e}$$

Donde:

Q_b = caudal de bombeo (l/s)

H_f = pérdida por fricción (m)

e = eficiencia a la que trabaja la bomba (según fabricante $e=0,65$)

P = potencia de la bomba en caballos de fuerza (HP)

Convertir los caballos de fuerza en kilo vatios (1 HP = 0,746 kw) y luego calcular la energía requerida mensualmente. La que multiplicada por el costo del kilo vatio hora proporcionará el costo mensual de bombeo.

En el caso que no se cuente con energía eléctrica la eficiencia para el cálculo de la potencia es la del conjunto bomba-motor.

- Pérdida por fricción

Los diámetros internos se obtienen asumiendo una tubería de 250 psi.

$$H_{f \frac{3}{4}} = \frac{1743,811 * 653,7145 * 1,05 * 0,533^{1,85}}{140^{1,85} * 0,926^{4,87}} = 58,18 \text{ m}$$

$$H_{f \frac{1}{2}} = \frac{1743,811 * 653,7145 * 1,05 * 0,533^{1,85}}{140^{1,85} * 1,161^{4,87}} = 19,34 \text{ m}$$

- Cálculo de la potencia

$$P_{\frac{3}{4}} = \frac{0,533 * 58,18}{76 * 0,65} = 0,628 \text{ HP} \rightarrow 0,468 \text{ kw}$$

$$P_{1/2"} = \frac{0,533 * 19,34}{76 * 0,65} = 0,209 \text{ HP} \rightarrow 0,156 \text{ kw}$$

- Cálculo de horas de bombeo al mes

$$12 \frac{\text{horas}}{\text{día}} * \frac{30 \text{ días}}{1 \text{ mes}} = 360 \frac{\text{horas}}{\text{mes}}$$

Tabla XI. Costo mensual de energía

Diámetro	P (kw)	Hr. Bombeo	Precio (kw-hora)	Costo energía por mes
3/4"	0,468	360	Q1,84*	Q310,10
1"	0,156	360	Q1,84*	Q103,37

*Comisión Nacional de Energía Eléctrica Febrero-abril 2 010

- Suma de los costos de tubería y costos de bombeo

Tabla XII. Costo total/mes

Diámetro	Costo tubería	Costo energía	Costo total/mes
3/4"	Q104,46	Q310,10	Q414,56
1"	Q162,55	Q103,37	Q265,92

Como se puede observar de la Tabla XII, el diámetro económico a usar es el de 1" con presión de trabajo de 250 psi, debido a que es el de menor costo. Se calcula la velocidad de la línea de impulsión de la siguiente manera:

$$V = \frac{1,974 * 0,533}{1,161^2} = 0,78 \text{ m/s}$$

A continuación se calcula la carga dinámica total CDT, con la fórmula siguiente:

$$CDT = \frac{V^2}{2g} + H_f + H_m + H_d + H_s$$

Donde:

CDT = carga dinámica total (m)

V = velocidad (m/s)

g = fuerza de gravedad (9,81 m/s²)

H_f = pérdidas por fricción en tubería (m)

H_m = pérdidas menores en accesorios (m)

H_d = altura de impulsión (diferencia de niveles entre tanque de alimentación y el tanque de distribución)

H_s = altura de la bomba (m)

Altura de impulsión = 1 127,00-931,70

Altura de impulsión = 195,30 m

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(0,78 \text{ m/s})^2}{2 * (9,81 \text{ m/s}^2)} = 0,03 \text{ m}$$

$$H_m = 10\% \text{ de } (H_f + H_v) = 0,10(19,34 + 0,03) = 1,94 \text{ m}$$

Al sumar todas las pérdidas, la carga dinámica total queda de la siguiente forma:

$$CDT = 0,03 + 19,34 + 1,94 + 195,30 + 2,00 = 218,61 \text{ m}$$

Seguidamente se calcula el golpe de ariete que sumado a la carga dinámica total (punto crítico) deberá ser menor en metros columna de agua a los de la tubería asumida que en este caso es de 250 psi (175 m.c.a.), para calcular el golpe de ariete se usará la fórmula de la siguiente manera:

$$GA = \frac{145V}{\sqrt{\frac{K}{E} + \frac{D_i}{e} + 1}}$$

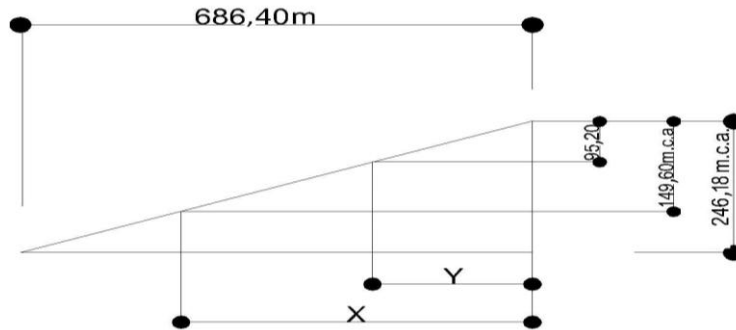
$$GA = \frac{145 * (0,78 \text{ m/s})}{\sqrt{\frac{2,07 * 10^4}{3,00 * 10^4} + \frac{1,161 \text{ pulg.}}{0,077 \text{ pulg.}} + 1}} = 27,57 \text{ m}$$

El punto crítico será la sumatoria del golpe de ariete, más la carga dinámica total.

$$\text{Punto crítico} = \text{CDT} + \text{GA} = 218,61 \text{ m} + 27,57 \text{ m} = 246,18 \text{ m}$$

El punto crítico es de 246,18 m.c.a. por lo que la tubería asumida de 250 psi (175 m.c.a.) no soporta la presión ya que sobrepasa esta. La tubería de hierro galvanizado será utilizada donde requiera una mayor presión de 175 m.c.a. Para optimizar la clase de tubería se calcula a través de una relación de triángulos.

Figura 3. Optimización de la clase de tubería en línea de impulsión



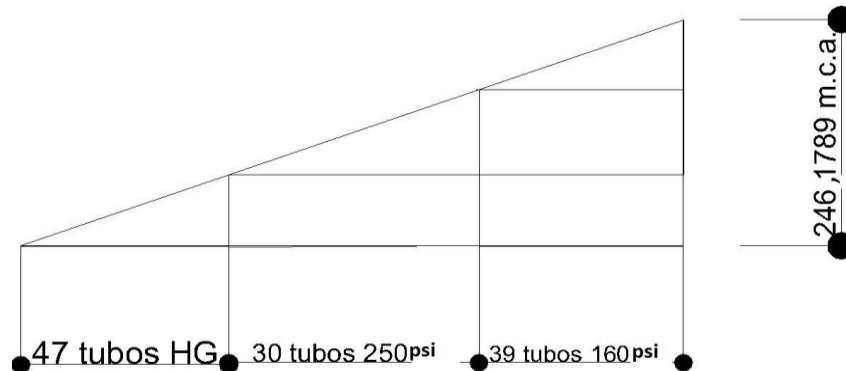
Al hacer relación de triángulos se tiene:

$$\frac{686,4002\text{m}}{246,1789\text{m.c.a}} = \frac{x}{149,60\text{m.c.a}} \quad \rightarrow X= 417,12 \text{ m}$$

$$\frac{417,1173\text{m}}{149,60\text{m.c.a}} = \frac{Y}{95,20\text{m.c.a}} \quad \rightarrow Y= 265,44 \text{ m}$$

Se debe mencionar que la tubería de 160 psi y 250 psi, se utilizará al 85% de la presión de trabajo, lo que equivale a 95,20 m.c.a. para la tubería de 160 psi y 149,60 m.c.a. para la tubería de 250 psi. Entonces la tubería queda distribuida de la siguiente forma:

Figura 4. Distribución de tubería en línea de impulsión



2.1.10.3.2 Diseño de equipo de bombeo a utilizar

El equipo de bombeo lo constituyen el conjunto motor-bomba, instalado para elevar el caudal a una altura requerida, así como los accesorios de control y protección, como también los dispositivos de arranque y parada, mismos que se detallan a continuación:

- a) Tableros de control: cuando se cuenta con motor eléctrico para el abastecimiento de agua en el área rural, la mayoría de veces, el tablero de control consta de dos botones de contacto, uno de ellos conecta el motor con la corriente eléctrica necesaria para su arranque y operación, y el otro rompe el contacto, lo que detiene la marcha del mismo. Cuando el motor es de combustión interna, generalmente el tablero se sustituye por un control de sistema de arranque y parada.

Otro dispositivo existente, aunque menos usado, es el arranque e interrupción por flotadores, el cual suele aplicarse para mantener ciertos niveles máximos y mínimos predeterminados, en tanques en los que descarga el agua, o de los que se extrae la misma.

- b) Manómetros: para medir y controlar las presiones en las que opera la bomba, suelen emplearse manómetros, los cuales pueden ser simples o de Bourdon. Este tipo de manómetros cuentan con un tubo curvado de sección elíptica cuya curvatura varía con la presión interior. El extremo movable del tubo acciona una aguja indicadora por medio de un acoplamiento mecánico, estos manómetros son calibrados para medir presiones mayores de 9 metros columna agua, por tal motivo son utilizadas en la medición de presiones que se presentan tanto en la tubería de descarga como en la tubería de succión si la hubiese.

c) Válvulas: entre las válvulas usadas en el sistema de bombeo se tienen:

1. Válvula eliminadora de aire: esta válvula es utilizada con el objeto de expulsar aire retenido en la succión o en la misma bomba, cuando ésta no trabaja a un cebado adecuado. Se instala inmediatamente a la descarga de la bomba, generalmente después de la junta flexible. También se instalan a lo largo de la tubería de descarga, principalmente en los puntos altos donde existan quiebres verticales bruscos. A esta válvula suele adaptársele una válvula de retención con el objeto de amortiguar el golpe de agua para prolongar su vida útil y evitar ruidos agudos.

2. Válvula de compuerta: se emplea con el objeto de aislar en determinado momento algún elemento de sección de instalación, lo cual permite efectuar una reparación, inspección o mantenimiento. Si la bomba es centrífuga de eje horizontal y la misma está a un nivel más bajo que el nivel de succión, se deberá colocar una válvula de compuerta en el lado de la succión, permitiendo así el desagüe de la unidad en caso necesario o el desmontaje de la bomba sin que se vacíe el tanque de succión. También se evita con esta válvula, el paso del agua por alguna bomba que no esté operando debido a la operación de una segunda, en estos casos la válvula de compuerta va ubicada después de la válvula de retención.

d) Dispositivos de alivio contra golpe de ariete: entre los dispositivos para contrarrestar o aliviar el golpe de ariete se tienen:

1. Válvula de retención: se usa con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería cuando la bomba suspende su operación; por lo que evita esfuerzos excesivos en la misma debidos al golpe de ariete, ya que, aunque no elimina el efecto de ese fenómeno, si lo atenúa. El empleo de esta válvula, en la línea de descarga, provoca la súbita variación de velocidad, lo que da lugar al giro inverso de los motores el fenómeno se presentaría con mayor intensidad en el cuerpo de la bomba y en la tubería de succión; aunque el motor tuviese arranque para evitar el giro inverso, el golpe de ariete se produciría en la bomba con mayor intensidad.

2. Válvula reguladora accionada por aire: esta válvula basa su funcionamiento en permitir la entrada rápida y el escape lento del aire; se utiliza únicamente en instalaciones de bombeo, y se coloca agua debajo de la válvula de retención.

La válvula reguladora accionada por aire elimina el efecto de vacío, debido a la característica particular que permite el ingreso rápido de aire a la tubería cuando la onda se aleja; frena la misma con el aire atrapado en el tubo cuando la onda regresa, y solo permite sacar el mismo en forma lenta.

3. Válvula de alivio: es el dispositivo más empleado en los equipos de bombeo y es utilizado para eliminar o aliviar el golpe de ariete.

2.1.10.3.2.1 Verificación de la sobrepresión por golpe de ariete

Para la protección del equipo de bombeo y de la tubería de conducción, se debe considerar, los efectos producidos por el fenómeno denominado golpe de ariete.

Se denomina golpe de ariete a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación; ocasionada por rápidas fluctuaciones en el caudal, producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de las bombas. Este fenómeno puede provocar ruptura de la presión (presión positiva) o aplastamiento (presión negativa).

En la práctica, el cierre siempre lleva algún tiempo, por pequeño que sea y la energía que va a absorberse se transforma en esfuerzos de compresión del agua y deformación de las paredes de la tubería.

Cuando se cierra la válvula el líquido se comprime y su energía de velocidad se convierte en energía de presión, ocurriendo simultáneamente la dilatación del tubo y esfuerzos internos en el líquido, propagándose una onda de presión a lo largo del conducto.

$$GA = \frac{145V}{\sqrt{\frac{K}{E} + \frac{D_i}{e} + 1}}$$

$$GA = \frac{145 * (0,78 \text{ m/s})}{\sqrt{\frac{2,07 * 10^4}{3,00 * 10^4} + \frac{1,161 \text{ pulg.}}{0,077 \text{ pulg.}} + 1}} = 27,57 \text{ m}$$

Donde:

GA = golpe de ariete (m)

V = velocidad (m/s)

K = módulo de elasticidad del agua (kg/cm²)

E = módulo de elasticidad de la tubería (kg/cm²)

D_i = diámetro interno de la tubería (pulgadas o metros)

E = espesor de la tubería (pulgadas o metros)

2.1.10.3.2.2 Selección de la bomba

Para poder seleccionar la bomba adecuada se debe calcular las pérdidas totales de energía, o carga dinámica total a vencer por la bomba.

La carga dinámica total o la energía negativa que debe vencer el sistema demanda el cálculo de:

- Carga dinámica del punto de captación al tanque
- Pérdidas por fricción
- Pérdidas por velocidad
- Pérdidas menores o en los accesorios
- Altura de la bomba

A continuación se calcula la carga dinámica total CDT, con la fórmula siguiente:

$$CDT = \frac{V^2}{2g} + H_f + H_m + H_d + H_s$$

Donde:

CDT = carga dinámica total (m)

V = velocidad (m/s)

g = fuerza de gravedad (9,81 m/s²)

H_f = pérdidas por fricción en tubería (m)

H_m = pérdidas menores en accesorios (m)

H_d = altura de impulsión (diferencia de niveles entre tanque de alimentación y el tanque de distribución)

H_s = altura de la bomba (m)

- Altura de impulsión

Altura de impulsión = 1 127,00-931,70

Altura de impulsión = 195,30 m

- Pérdidas por fricción

$$H_{f1} \text{ " }_{250\text{psi}} = \frac{1743,811 * 168,1532 * 1,05 * 0,533^{1,85}}{140^{1,85} * 1,161^{4,87}} = 4,97 \text{ m}$$

$$H_{f1} \text{ " }_{160\text{psi}} = \frac{1743,811 * 220,5626 * 1,05 * 0,533^{1,85}}{140^{1,85} * 1,195^{4,87}} = 5,67 \text{ m}$$

$$H_{f1} \text{ " }_{\text{HG}} = \frac{1743,811 * 264,9987 * 1,05 * 0,533^{1,85}}{140^{1,85} * 1,049^{4,87}} = 23,94 \text{ m}$$

$$H_f \text{ total} = 4,97 \text{ m} + 5,67 \text{ m} + 23,94 \text{ m} = 34,59 \text{ m}$$

- Pérdida por velocidad

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(0,96 \text{ m/s})^2}{2 * (9,81 \text{ m/s}^2)} = 0,05 \text{ m}$$

- Pérdidas menores

$$H_m = 10\% \text{ de}(H_f + H_v) = 0,10(34,59 + 0,05) = 3,46 \text{ m}$$

Al sumar todas las pérdidas, la carga dinámica total queda de la siguiente forma:

$$CDT = 0,05 + 34,59 + 3,46 + 195,30 + 2,00$$

$$CDT = 235,30 \text{ m}$$

2.1.10.3.2.2.1 Cálculo de la potencia

Para el cálculo de la potencia de la bomba primero se debe tener la sumatoria de todas las pérdidas o la carga dinámica total. Para conocer la potencia de la bomba se utiliza la siguiente fórmula:

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

$$P = \frac{0,533 * 235,40}{76 * 0,65} = 2,54 \text{ HP} \approx 3 \text{ HP}$$

Donde:

Q_b = caudal de bombeo (l/s)

CDT = carga dinámica total (m)

e = eficiencia a la que trabaja la bomba (según fabricante e=0,65)

P = potencia requerida (HP)

Para cálculos de este proyecto, se tomará la bomba comercial de 5 HP.

2.1.10.3.2.2 Especificaciones del equipo

De lo anterior se puede concluir que para conducir el caudal desde el tanque de alimentación hasta el tanque de distribución, se necesita una bomba con las siguientes características:

- Tipo de bomba: sumergible
- Potencia: 5 HP
- Tipo de energía: eléctrica
- Tensión: 230 VAC monofásico
- Corriente: 13,60 amperios
- Eficiencia: 65%

El equipo funcionará con energía eléctrica y el tiempo máximo de bombeo será de 12 horas. La eficiencia de la bomba en ningún momento será menor del 60%. Una bomba sumergible es la recomendada para este tipo de proyecto, debido a que es más fácil de instalar y más eficiente, de fácil mantenimiento y reparación. La caseta de bombeo se construye de block con losa de concreto armado, columnas y soleras, ya que es la que protege el equipo de bombeo, accesorios eléctricos, guarda niveles, arrancadores, etc., de la intemperie y de algún posible robo.

2.1.10.4 Volumen y diseño estructural del tanque de almacenamiento

Es una estructura con las mismas características de un tanque de distribución, con la diferencia que éste estará enterrado. El objetivo de construir este tanque es para compensar las diferencias de caudales durante los períodos de bombeo y evitar que la bomba trabaje en seco. En ningún caso será menor de 5 metros cúbicos.

Para calcular el volumen del tanque se utiliza la siguiente fórmula:

$$\text{Vol} = \frac{\text{Factor} * \text{QDM} * 86\ 400}{1000}$$

$$\text{Factor} = \frac{24 - (\text{horas de bombeo})}{24}$$

$$\text{Factor} = \frac{24 - 12}{24} = 0,50$$

$$\text{Vol} = \frac{(0,50) * (0,267\text{l/s}) * 86\ 400}{1000} = 11,53\text{m}^3$$

Donde:

QDM = caudal día máximo o caudal de conducción (l/s)

Vol = volumen del tanque de almacenamiento (m³)

Por razones de criterio se adoptará un tanque con volumen de 12 m³.

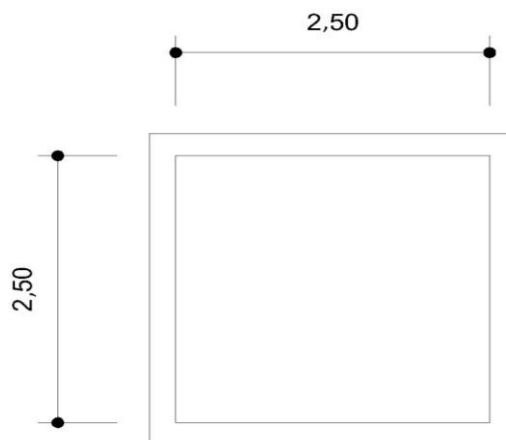
Cumplirá con las especificaciones siguientes:

- Resistencia a compresión del concreto = 210 kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia del acero = 2 810 kg/cm²
- Peso específico del concreto = 2 400 kg/m³
- Peso específico del suelo = 1 600 kg/m³
- Valor soporte del suelo (asumido) = 12 Ton/m²
- Peso específico del concreto ciclópeo = 2 500 kg/m³
- Peso específico del agua = 1 000 kg/m³
- Ángulo de fricción interna (asumido) = 30°

Las dimensiones del tanque serán 2,40 metros de largo por 2,40 metros de ancho y 2,10 metros de profundidad.

a) Diseño de la losa

Figura 5. Dimensiones de la losa



$$m = \frac{a}{b} = \frac{2,50}{2,50} = 1 > 0,50 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos}$$

- Espesor de la losa

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{4 * (2,50 \text{ m})}{180} = 0,055 \text{ m} \rightarrow \text{se tomará } t = 0,10 \text{ m}$$

- Integración de carga muerta

$$W_{\text{llosa}} = (2\,400 \text{ kg/m}^3) * (0,10) = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = W_{\text{llosa}} + W_{\text{sobrecarga}} = 240 + 90 = 330 \text{ kg/m}^2$$

- Integración carga viva

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2$$

- Carga última total

$$CU = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$CU = 1,4(330) + 1,7(100)$$

$$CU = 632 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos, caso 1

$$Ma^+ = Mb^+ = (Ca^+ * CM * a^2) + (Ca^+ * CV * a^2)$$

$$Ma^- = Mb^- = \frac{1}{3} * Ma^+$$

Donde:

Ma^+ = momento positivo del lado "a" en kg-m

Ma^- = momento negativo del lado "b" en kg-m

Mb^+ = momento positivo del lado "b" en kg-m

Mb^- = momento negativo del lado "a" en kg-m

Ca^+ = coeficiente para el momento positivo "a" debido a la carga última

CM = carga muerta última kg/m

CV = carga viva última kg/m

a = medida del lado "a" de la losa en metros

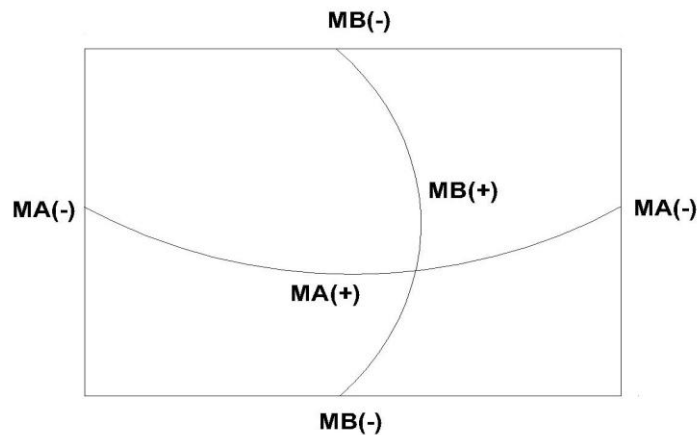
b = medida del lado "b" de la losa en metros

$$Ma^+ = Mb^+ = (0,036^+ * 462 * 2,50^2) + (0,036^+ * 170 * 2,50^2)$$

$$Ma^+ = Mb^+ = 142,20 \text{ kg - m}$$

$$Ma^- = Mb^- = \frac{1}{3} * 142,20 \text{ kg - m} = 47,40 \text{ kg - m}$$

Figura 6. Diagrama de momentos



- Cálculo del peralte (d)

$$d = t - r - \theta/2 \quad \theta_{3/8"} = 0,952 \text{ m}$$

$$d = 10 - 2,50 - 0,952/2$$

$$d = 7,00 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero mínimo

$$A_s = 40\% A_{s\text{mín viga}}$$

$$A_s = (0,40) * \frac{14,1}{2810} * (100 \text{ cm}) * (7,00 \text{ cm}) = 1,41 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento máximo

$$S_{\text{máx}} = 2 * t = 2 * 10 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

- Cálculo de espaciamento con varilla propuesta (#3)

Área	Espaciamento
1,41 cm ² -----	100 cm
0,71 cm ² -----	S

$$S = \frac{(0,71 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{1,41 \text{ cm}^2} = 50,35 \text{ cm} > S_{\text{máx}}$$

Se debe calcular el área entonces de acero para $S_{\text{máx}} = 20 \text{ cm}$

Área	Espaciamiento
As -----	100 cm
0,71 cm ² -----	20 cm

$$AS = \frac{(0,71 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{20 \text{ cm}} = 3.57 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del momento que resiste el área de acero

$$M_{AS} = \phi * AS * f_y * (d - \frac{AS_{\text{mín}} * f_y}{1,7f'_c * b})$$

$$M_{AS} = 0,90 * 3,57 * 2810 * (7 - \frac{3,57 * 280}{1,7 * 210 * 100}) = 60662.69 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AS} = 606,63 \text{ kg} \cdot \text{m} > Ma^+$$

El armado de la losa será hierro No. 3 @ 0,20 m en ambos sentidos.

- Verificación por corte

1. Corte máximo actuante

$$V_{\text{máx}} = \frac{CU * L}{2}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{632 * 2,50}{2} = 790 \text{ kg}$$

2. Corte máximo resistente

$$V_{res} = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 7 = 5\,376,30 \text{ kg}$$

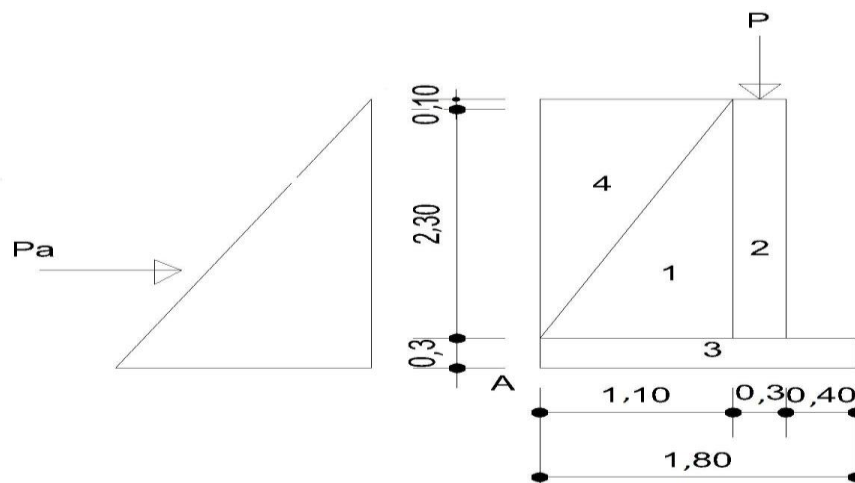
Entonces $V_{m\acute{a}x} < V_{res}$, lo que el espesor es adecuado y la losa resistente los esfuerzos de corte.

b) Dise\~no estructural del muro del tanque

El muro se puede construir de concreto reforzado, mampostería reforzada, concreto ciclópeo, incluso de acero, en este caso se optó por concreto ciclópeo.

Se diseñará un tanque enterrado. La condición crítica de este tipo de tanque es cuando éste se encuentra totalmente vacío, por lo cual se divide el muro en figuras geométricas como se muestra en la Figura. 7; para calcular el peso total del sistema de sostenimiento.

Figura 7. Esquema del muro



- Determinar la carga sobre el muro

$$W_{\text{muro}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{vida}}$$

$$W_{\text{losa}} = (632 \text{ kg/m}^2) * (1,56 \text{ m}^2)$$

$$W_{\text{losa}} = 985,92 \text{ m}$$

$$W_{\text{viga}} = (2400 \text{ kg/m}^3) * (0,20 \text{ m}) * (0,30 \text{ m}) * (2,90 \text{ m}) * 1,4$$

$$W_{\text{viga}} = 584,64 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muro}} = 985,92 \text{ kg} + 584,64 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muro}} = 1270,56 \text{ kg}$$

Para un metro de muro

$$W_{\text{muro}} = \frac{1270,56 \text{ kg}}{2,5 \text{ m}} = 508,22 \text{ kg/m}$$

Considerándolo como carga puntual

$$P_c = (508,22 \text{ kg/m}) * (1 \text{ m}) = 508,22 \text{ kg}$$

- Coeficiente de empuje activo

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\theta}{1 + \text{sen}\theta} = \frac{1 - \text{sen}30^\circ}{1 + \text{sen}30^\circ} = \frac{1}{3}$$

- Fuerza activa del suelo a una profundidad de 2,70 m

$$P_a = k_a * \gamma_s * H$$

$$P_a = (1/3) * (1600 \text{ kg/m}^3) * (2,70 \text{ m}) = 1440 \text{ kg/m}^2$$

$$F_a = \frac{1}{2} * P_a * H$$

$$F_a = \frac{1}{2} * (1440 \text{ kg/m}^2) * (2,70 \text{ m}) = 1944 \text{ kg/m}$$

- Momentos respecto al punto "A"

Momento de P_c

$$M_c = (523,52 \text{ kg/m}) * \left(\frac{0,30}{2} + 1,10 \right) \text{ m} = 654,40 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento debido a F_a

$$M_a = \frac{1}{3} * (1944 \text{ kg/m}) * (2,70 \text{ m}) = 1974,60 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Tabla XIII. Momento estabilizante en el muro

Figura	Área (m ²)	Peso volumétrico (kg/m ³)	W(kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
1	1,32	2 500	3 300	0,73	2 409
2	0,72	2 500	1 800	1,25	2 250
3	0,54	2 500	1 350	0,90	1 215
4	1,32	1 600	2 112	0,37	781,44
ΣW			8 562	ΣM_R	6 655,44

$$W_{\text{total}} = 8\,562 + 523,52 = 9\,085,52 \text{ m} \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Verificaciones del muro

1. Volteo: se compara el momento resistente con el actuante, debiendo ser el momento resistente por lo menos un 50% mayor al actuante.

$$F_s = \frac{M_r}{M_a} > 1,5$$

Donde:

F_s = factor de seguridad

M_r = momento resistente

M_a = momento actuante

$$F_s = \frac{6\,655,44 + 654,40}{1944} = 4,18 > 1,5$$

2. Verificación de estabilidad por deslizamiento

$$F_s = \frac{P_r}{P_a} > 1,5$$

Donde:

F_s = factor de seguridad

P_r = cargas que resisten el muro

P_a = cargas que actúan sobre el muro

$$F_s = \frac{9\,085,52 * 0,9 \tan 30^\circ}{1944} = 2,43 > 1,5$$

3. Presiones en la base del suelo

La distancia "a" a partir del punto donde actúan las cargas verticales es

$$a = \frac{M_e}{W_{total}} = \frac{M_r + M_c - M_s}{W_{total}}$$

Donde:

M_r = momento resultante

M_e = momento que ejerce la carga concentrada respecto del punto "A"

M_s = momento del empuje del suelo respecto del punto "A"

$$a = \frac{6\,655,44 + 654,40 - 1749,60}{9\,085,52} = 0,612 \text{ m}$$

Se debe cumplir para que no existan presiones negativas:

$$A = 3 * a > B$$

$$A = 3 * 0,612 > 1,80 \rightarrow 1,836 \text{ m} > 1,80 \text{ m}$$

4. Presión en el suelo

a) Excentricidad

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{1,80}{2} - 0,612 = 0,288 \text{ m}$$

b) Módulo de sección por metro lineal (S_x)

$$S_x = \frac{1}{6} * B^2 * L$$

$$S_x = \frac{1}{6} * 1,80^2 * 1 = 0,54 \text{ m}^3$$

c) Presión máxima y mínima

$$q_{\text{máx}} = \frac{W_{\text{total}}}{B * L} + \frac{W_{\text{total}} * e}{S_x}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{9\,058,52}{1,80 * 1} + \frac{9\,058,52 * 0,288}{0,54}$$

$$q_{\text{máx}} = 9\,893,12 \text{ kg/m}^2 < 12\,000 \text{ kg/m}^2 \text{ no excede el valor soporte del suelo.}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{W_{\text{total}}}{B * L} - \frac{W_{\text{total}} * e}{S_x}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{9\,058,52}{1,80 * 1} - \frac{9\,058,52 * 0,288}{0,54}$$

$$q_{\text{mín}} = 201,90 \text{ kg/m}^2 > 0,00 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

$q_{\text{máx}}$ = presión máxima

$q_{\text{mín}}$ = presión mínima

B = base del muro (m)

L = longitud metro lineal (m)

W_{total} = peso total del muro

e = excentricidad (m)

S_x = módulo de sección (m^3)

Se concluye que las dimensiones propuestas en la figura 7, para el muro, son correctas ya que resisten las cargas a las que estará sujeto.

2.1.10.5 Volumen del tanque de distribución

Es un depósito que sirve para cubrir la demanda de agua en las horas de mayor consumo. Este tipo de obra juega un papel importante para el diseño del sistema de distribución de agua tanto en funcionamiento hidráulico como el de mantener un servicio eficiente. Todo tanque de distribución tiene los siguientes componentes:

- Depósito principal
- Caja de válvulas de entrada y salida
- Tapaderas para entrada
- Dispositivo de desagüe y rebalse
- Respiradero

El volumen de los tanques de distribución se calcula de acuerdo con la demanda real de las comunidades. Cuando no se tenga estudios de dichas demandas se tomará en cuenta el siguiente criterio; en sistemas por gravedad se adoptará del 25% al 40% del consumo medio diario estimado de la población y en sistemas por bombeo del 40% al 65% del consumo medio diario. Para el presente caso se tomará el 55% del consumo medio diario.

Las fuentes de agua disponibles no son suficientes para abastecer a la población en un día, por eso se optó sectorizar el sistema de abastecimiento de agua. Para hacer que la comunidad tenga suficiente agua potable en el futuro siempre y cuando se encuentre otra fuente o fuentes, es necesario tener un tanque de distribución ya preparado, sin tener que construir otro. Se propone

una dotación de 100 l/hab/día. Cabe mencionar que esta dotación solo servirá para diseñar el tanque de distribución y la red de distribución.

$$Q_{\text{med}} = \frac{(100 \text{ l/hab/día}) * (256 \text{ habitantes})}{86\,400} = 0,296 \text{ l/s}$$

$$\text{Vol} = 55\% * Q_{\text{med}}$$

$$\text{Vol} = \frac{0,55 * (0,296 \text{ l/s}) * 86\,400}{1000} = 14,08 \text{ m}^3$$

Se tomará un volumen de 15 m³, (alto: 1,60 m, ancho y largo: 3,10 m). El diseño de la estructura es exactamente igual a la descrita en el tanque de alimentación.

2.1.10.6 Diseño de la red de distribución

La red de distribución es un sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde el tanque de distribución hasta el punto de consumo (conexión predial). La función principal es brindar un servicio en forma continua, en cantidad suficiente y desde luego con calidad sanitariamente aceptable. Para el diseño de la red es necesario considerar los siguientes criterios:

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

- Considerar el tipo y diámetro de tubería para soportar las presiones hidrostáticas.

Por la forma y principio hidráulico de diseño, las redes pueden ser:

a) Red ramificadora o abierta: es la que se constituye en forma de árbol, se recomienda cuando las casas están dispersas. Se dice que una red de distribución es abierta cuando existen ramales abiertos que parten de la tubería o línea central de distribución y que terminen en conexiones prediales, intradomiciliares, servicios públicos (llenacántaros), etc. El diseño de la red deberá contemplar el posible desarrollo futuro de la comunidad con el fin de proveer facilidad de ampliaciones.

b) Red en forma de malla o de circuito cerrado: es cuando las tuberías están en forma de circuitos cerrados intercomunicados entre sí. Ésta técnicamente funciona mejor que la red ramificada, ya que elimina los extremos muertos, permitiendo la circulación del agua. En una red en forma de malla, la fórmula de Hazen & Williams, define la pérdida de carga, la cual es verificada por el método de Hardy Cross; considerándose balanceado cuando la corrección del caudal es menor del 1% del caudal que entra.

Entre los límites recomendables para verificar la presión y velocidad del líquido dentro de las tuberías de distribución se tiene que la presión hidrostática no debe sobrepasar los 70 m.c.a., en algunas situaciones podrá permitirse una presión máxima de 80 m.c.a., en este caso deberá prestarse atención a la calidad de las válvulas y accesorios, para evitar fugas cuando el acueducto esté en servicio. En cuanto a la presión hidrodinámica en la red de distribución, ésta

se debe mantener entre 10,00 y 40,00 m.c.a.; aunque en muchas de las regiones donde se ubican las comunidades, la topografía es irregular y se hace difícil mantener este rango, por lo que se podría considerar en casos extremos una presión dinámica mínima de 6,00 m.c.a., partiendo del criterio que en una población rural es difícil que se construyan edificios de altura considerable.

En cuanto a las velocidades en la red, se recomienda mantener como mínimo 0,40 m/s y 3,00 m/s como máximo; preferiblemente no mayor de 1,50 m/s, solamente en longitudes cortas de tramos finales se puede permitir hasta un máximo de 5,00 m/s.

El caudal de diseño en la red de distribución deberá de hacerse el cálculo y la comparación de caudales unitarios con caudales simultáneos, tomando el mayor de los dos, o en su caso tomando el caudal de hora máximo.

1. Caudal instantáneo: este caudal está basado en la probabilidad de que se haga uso al mismo tiempo del servicio del caudal en un ramal, usualmente también se le conoce con el nombre de caudal de uso simultáneo, se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

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

Donde:

Q_i = caudal instantáneo no menor a 0,20 l/s

K = coeficiente que varía según:

K = 0,15 (0-55 viviendas)

K = 0,20 (>55 viviendas)

n = número de viviendas futuras en el ramal

2. Caudal de vivienda: es el caudal que será asignado a cada vivienda, el que se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Q_v = \frac{QHM}{\# \text{ de vivienda}}$$
$$Q_v = \frac{0,741 \text{ l/s}}{26} = 0,0285 \text{ l/s}$$

Donde:

Q_v = caudal de vivienda en l/s

QHM = caudal de hora máxima o caudal de distribución

Para el diseño de la red de distribución, se utilizó el método de redes abiertas debido a que las casas están dispersas, se mostrara a continuación el cálculo de un tramo, luego se presentará el resumen hidráulico de la distribución completa en la tabla XXIX en el apéndice.

A continuación se muestra el cálculo para un tramo, de la estación E-40 a la estación E-53, con una distancia de 315,37 metros. Como es el tramo inicial, el caudal de diseño será el caudal de hora máxima, para ejemplificar:

- **Datos para el tramo**
 - Cota E-40 = 1 127,00 m
 - Cota E-53 = 1 094,15 m
 - $Q_c = 0,741 \text{ l/s}$
 - Coeficiente de rugosidad (PVC) = 140
 - % incremento de tubería = 5%

- **Cálculo de la carga disponible**

La carga disponible es la diferencia de cota entre el nivel inicial y el nivel en el cual termina el diseño, se calcula de la siguiente manera:

$$H = C_o - C_f$$

$$H = 1127,00\text{m} - 1094,15\text{m}$$

$$H = 32,84\text{m}$$

- **Cálculo del diámetro teórico de la tubería**

Para calcular el diámetro de la tubería se utiliza la fórmula de Hazen & Williams.

Sustituyendo valores:

$$D = \frac{1743,811 * 315,3704 * 1,05 * 0,741^{1,85}}{140^{1,85} * 32,8424}^{(1/4,87)} = 1,02\text{ pulg.}$$

Se utilizara tubería PVC de 160 psi con diámetro nominal = 1", diámetro interno = 1,195".

- **Cálculo de pérdidas por fricción**

Se calcula por medio de la ecuación de Hazen & Williams de la siguiente manera:

$$H_f = \frac{1743,811 * 315,3704 * 1,05 * 0,741^{1,85}}{140^{1,85} * 1,195^{4,87}} = 14,90\text{m}$$

- **Cálculo de la velocidad**

$$V = \frac{1,974 * 0,741}{(1,195)^2} = 1,02 \text{ m/s}$$

- **Cota piezométrica**

$$P_{if} = C_o - H_f$$

$$P_{if} = 1\ 127,00\text{m} - 14,90\ \text{m}$$

$$P_{if} = 1\ 112,09\text{m}$$

- **Cálculo de la presión hidrodinámica**

$$P_{Df} = P_{if} - C_f$$

$$P_{Df} = 1\ 112,09\text{m} - 1\ 094,15\ \text{m}$$

$$P_{Df} = 17,94\ \text{m}$$

- **Cálculo de la presión estática**

La cota de presión estática para este tramo es equivalente a la diferencia de alturas (32,84 m)

Este procedimiento se repite para todos los tramos del cálculo hidráulico de toda la línea de distribución.

2.1.10.7 Sistema de desinfección

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

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

La desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos presentes en el agua. Por ebullición es un método que destruye microorganismos patógenos que suelen encontrarse en el agua. Rayos ultra violeta es otro método, pero de muy alto costo.

Los métodos químicos más empleados para desinfección son: el yodo, la plata y cloro.

El cloro es un poderoso desinfectante que tiene la capacidad de penetrar en las células y de combinarse con las sustancias celulares vivas y es el más común en sistemas de acueductos rurales.

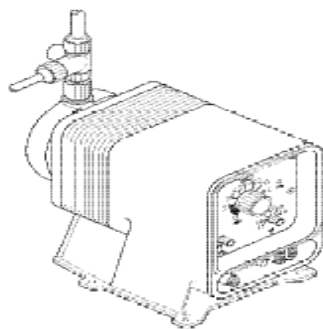
La cloración es el proceso que se le da al agua utilizando el cloro o algunos de sus derivados (hipocloritos de calcio o sodio y tabletas de tricloro). Este método es el más fácil y el más económico, por lo que es el más usado en el área rural.

Las bombas dosificadoras electrónicas son usadas para administrar una amplia variedad de químicos, entre ellos el hipoclorito de calcio. Esto se logra por un mecanismo electromagnético (solenóide), el cual es conectado al diafragma. Cuando el solenoide es impulsado por el control del circuito, éste mueve el diafragma, el cual, mediante el uso de válvulas check, mueve el fluido bajo presión hacia la descarga. Cuando el solenoide es desenergizado regresa el diafragma y bombea más líquido dentro de la cabeza de la bomba y el ciclo se repite.

La frecuencia de succión de la bomba está controlada por un circuito interno y se cambia al girar la perilla de frecuencia. La amplitud mecánica de succión por la perilla de amplitud de succión.

La bomba dosificadora debe estar localizada en una área que permita las conexiones convenientes tanto para el tanque de almacenamiento químico como con el punto de inyección. La bomba por su construcción es resistente al agua y al polvo y puede utilizarse en exteriores, sin embargo no se puede operar sumergida y evitar temperaturas continuas superiores a 40 °C., el modelo a utilizar se muestra a continuación:

Figura 8. Esquema de bomba dosificadora electrónica



Fuente: Bombas dosificadoras electrónicas, instalación, operación, mantenimiento pulsatron.

Para determinar la cantidad de gramos necesarios para clorar el caudal se obtiene mediante la fórmula:

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

$$G = \frac{0,001 * 86\,400 * 0,533 * 30}{0,70} = 1973,62 \text{ gramos}$$

Donde:

G = gramos de hipoclorito de calcio

C = miligramos por litro deseado (0.10%)

M = litros de agua a tratarse por día

D = número de días

%C_L = concentración de cloro (70%)

Lo cual significa que se necesitan 5 libras mensuales. Estas serán colocadas por el encargado de mantenimiento de forma gradual en el depósito de solución, cuidando de su limpieza una vez al mes. El gasto de operación del sistema de desinfección será tomado en cuenta para la propuesta de tarifa.

2.1.11 Obras hidráulicas

Una vez hecho el análisis y haber definido tentativamente las estructuras que ha de constituir el sistema de abastecimiento de agua, se define el diseño de las obras complementarias al sistema. Son utilizadas cuando en algún tramo de la tubería se tienen características especiales de condiciones desfavorables. Las obras hidráulicas u obras de arte que serán construidas en el proyecto son: captación, caja reunidora de caudales, cajas rompe presión, pasos aéreos, pasos de zanjón, recubrimientos, anclajes y conexión predial.

2.1.11.1 Caja rompe presión

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

La caja rompe presión se coloca antes que la presión estática sobrepase los 80 m.c.a. en la línea de conducción y los 60 m.c.a. en la red de distribución.

Sus principales componentes son:

1. Caja principal: esta se construye de 1 m³ de capacidad en la línea de conducción y en las líneas principales de la red de distribución; en líneas secundarias o terciarias puede construirse de 0,50 m³.
2. Caja de válvula: esta estructura sirve para la protección de la válvula que controla el caudal que entra a la caja principal.
3. Dispositivo de desagüe y rebalse: el desagüe es el drenaje para la limpieza de la caja principal, mientras que el rebalse drena los excedentes de agua. Se recomienda que ambos drenen por la misma tubería; constan de un sello de agua, por medio de un sifón, que evita la entrada de roedores e insectos.

2.1.11.2 Pasos de zanjón, recubrimientos y anclajes

En lugares donde es necesario salvar una depresión o atravesar un río es necesario colocar un paso de zanjón, que son estructuras con columnas cortas y tubería HG. El tamaño de los pasos de zanjón son: los zanjones tipo "A" de 6

metros de longitud, zanjones tipo “B” de 12 metros de longitud y los zanjones tipo “C” de 18 metros de longitud. De preferencia se recomienda colocar pasos de zanjón que pasos aéreos por economía.

En lugares donde no se pueda enterrar la tubería de PVC, ésta se recubrirá con concreto en proporción 1:3 de cemento y arena.

2.1.11.3 Pasos aéreos

Esta estructura es utilizada donde es imposible enterrar o revestir la tubería y para salvar depresiones de terreno, la tubería queda expuesta y generalmente es de tipo HG.

Para el proyecto de introducción de agua potable para el caserío Patulup Segundo Centro, se necesitan dos pasos aéreos, uno de 20 metros y uno de 16 metros; este último se ubica entre las estaciones E-8 y E-9 de la línea de conducción, el cual se compone de tubería HG, soportada por cables, sujetas a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo.

A continuación se diseña un paso aéreo de 16 metros de longitud con base en los datos siguientes:

Datos de diseño:

- Diámetro de tubería HG = $\frac{3}{4}$ "
- Longitud = 16,00 metros
- Peso de tubería + accesorios = 1,634 lb/ft
- Peso específico del agua = 62,4 lb/ft³

1. Cálculo de cargas verticales

Carga muerta:

$$CM = (\text{peso tubería}) + (\text{peso del agua}) = W_t + W_a$$

Peso tubería $\Phi \frac{3}{4}$ " = W_t = peso tubo + peso accesorios

$$W_t = 1,13 \text{ lb/ft} + 0,504 \text{ lb/ft}$$

$$W_t = 1,634 \text{ lb/ft}$$

Peso del agua = W_a = (área tubo) * (peso específico del agua)

$$W_a = (\pi/4) * (0,000471 \text{ ft}^2) * (62,4 \text{ lb/ft}^3)$$

$$W_a = 0,23 \text{ lb/ft}$$

$$CM = 1,634 \text{ lb/ft} + 0,23 \text{ lb/ft} = 1,865 \text{ lb/ft}$$

Carga viva: se asumirá el peso de una persona de 150 lb para pasar de un extremo a otro por posibles reparaciones que puedan ocurrir, por lo que se distribuirá el peso promedio de una persona a lo largo del tubo.

$$CV = \frac{150 \text{ lb}}{20 \text{ pies}} = 7,5 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

2. Cálculo de cargas horizontales: las cargas horizontales críticas para este tipo de estructuras, es la provocada por el viento. Para ello se asumirá una velocidad de viento crítico de 70 km/hora. Para calcular la presión que provoca el viento se utiliza la siguiente fórmula:

$$q = 0,003323 * \text{velocidad}^2$$

$$q = 0,003323 * (70 \text{ km/hora})^2$$

$$q = 16,28 \text{ lb/ft}^2$$

Donde:

q = presión del viento (lb/ft^2)

vel = velocidad del viento (kph)

$$W_v = (\text{diámetro de tubo}) * (\text{presión del viento})$$

$$W_v = \frac{1,050}{12} * (16,28 \text{ lb/ft}^2) = 1,424 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

3. Integración de cargas: de acuerdo con el reglamento ACI, cuando existe carga de viento, la carga última está dada por:

$$CU = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$CU = 1,4(1,865 \text{ lb/ft}) + 1,7(7,5 \text{ lb/ft}) = 15,36 \text{ lb/ft}$$

$$CU = 0,75(1,4 CM + 1,7 CV) + 1,6 W_v$$

$$CU = 0,75(1,4(1,865 \text{ lb/ft}) + 1,7(7,5 \text{ lb/ft})) + 1,6(1,424 \text{ lb/ft}) = 13,80 \text{ lb/ft}$$

$$CU = 0,90 CM + 1,6 W_v$$

$$CU = 0,90(1,865 \text{ lb/ft}) + 1,6(1,424 \text{ lb/ft}) = 3,96 \text{ lb/ft}$$

Donde:

CU = carga última (lb/ft)

CM = carga muerta (lb/ft)

CV = carga viva (lb/ft)

W_v = carga de viento (lb/ft)

De estas cargas se debe tomar la mayor, por lo tanto la carga crítica será
 $CU = 15,36 \text{ lb/ft}$.

4. Diseño del cable principal: se utilizará la fórmula del *Wire Hand Book*, 1 963, sección 3.

$$TH = \frac{CU * L^2}{8d}$$

$$T = TH * \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}}$$

$$TV = \sqrt{T^2 - TH^2}$$

$$Y = \frac{CU * X * (S - X)}{2TH}$$

Donde:

CU = carga última (lb/ft)

L = luz (ft)

d = flecha (ft)

TH = tensión horizontal (lb)

TV = tensión vertical (lb)

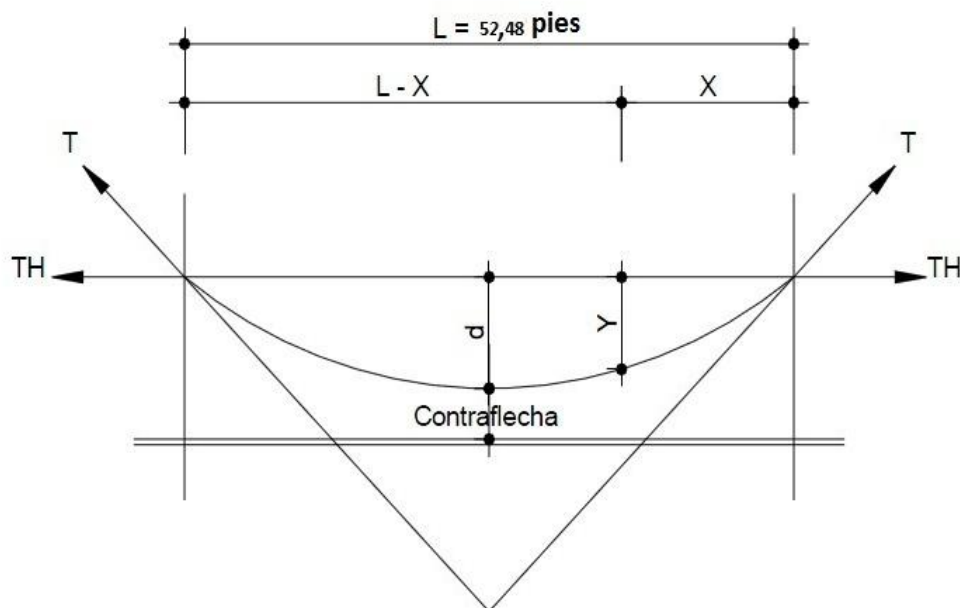
T = tensión máxima (lb)

Para determinar la flecha “d” en pasos aéreos y puentes colgantes, el Dr. D.B. Steinman recomienda una relación económica entre flecha-luz de L/9 a L/12 para luces grandes, sin embargo da como resultado columnas muy esbeltas, por lo que no se adoptará este criterio, se calcularán diferentes valores para “d” y se tomará el más conveniente tomando en cuenta que satisfaga la condición para columnas cortas (esbeltez ≤ 22) según lo establece el reglamento ACI, considerando además que la separación entre el cable y el tubo es de 40 cm. Los resultados se presentan en la tabla siguiente:

Tabla XIV. Tensión en el cable

CU (lb/ft)	L (ft)	d		TH (lb)	T (lb)	TV (lb)
		m	ft			
15,36	52,48	0,50	1,64	3 224,61	3 249,70	403,04
15,36	52,48	0,75	2,46	2 149,74	2 187,20	403,06
15,36	52,48	1,00	3,28	1 612,30	1 661,92	403,07
15,36	52,48	1,25	4,10	1 289,84	1 351,36	403,10
15,36	52,48	1,50	4,92	1 074,87	1 147,96	403,07
15,36	52,48	1,75	5,74	921,32	1 005,63	403,06
15,36	52,48	2,00	6,56	806,15	901,30	403,07

Figura 9. Modelo matemático del cable en suspensión



De la tabla anterior se seleccionó la flecha de 0,75 m, con lo cual se tiene una tensión máxima de 2 187,20 libras.

Los diámetros de cable más usados en pasos aéreos para agua potable son los siguientes:

Diámetro	Esfuerzo de ruptura	Peso
3/8"	12 600 lb	0,33 kg/m = 0,22 lb/ft
1/2"	27 200 lb	0,71 kg/m = 0,48 lb/ft

Con base en los datos anteriores se selecciona el cable de 3/8" de diámetro, con alma de acero de 6*9 hilos y una resistencia a la tensión de 12 600 lb. Integrando el peso propio del cable a la carga muerta se tiene:

$$CM = 1,865 \text{ lb/ft} + 0,22 \text{ lb/ft} = 2,085 \text{ lb/ft}$$

$$CU = 1,4(2\,085 \text{ lb/ft}) + 1,7(7,5 \text{ lb/ft}) = 15,67 \text{ lb/ft}$$

El valor corregido de la tensión es el siguiente:

$$T = 2\,231,05 \text{ lb} \quad TH = 2\,192,84 \text{ lb} \quad TV = 411,16 \text{ lb}$$

5. Cálculo de la longitud total de cable principal: según el *Wire Hand Book*, cuando la flecha "d" es el 5% de la longitud suspendida entre soportes o menos, la longitud (L_1) entre soportes viene dado por la siguiente fórmula:

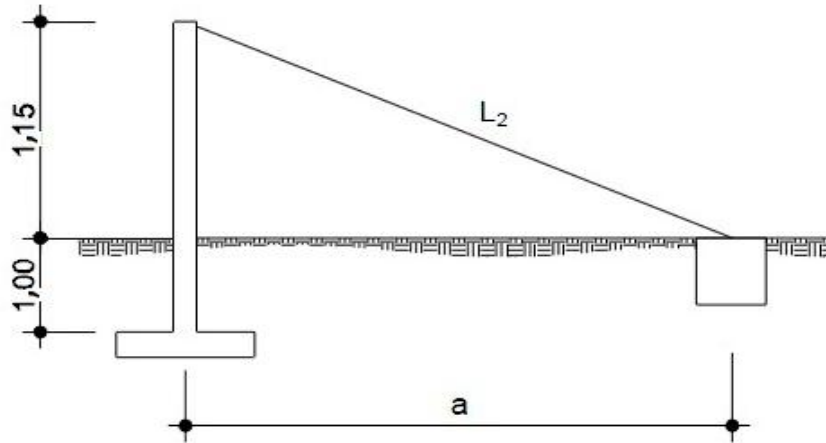
$$L_1 = L + \frac{8d^2}{3L} \quad \% = \left(\frac{d}{L}\right) * 100 = \left(\frac{0,75 \text{ m}}{16 \text{ m}}\right) * 100 = 4,69\% < 5\%$$

$$L_1 = 16 \text{ m} + \frac{8(0,75 \text{ m})^2}{3 * 16} = 16,09 \text{ m} \approx 17 \text{ m}$$

El Dr. Steinman recomienda una relación adecuada de L/4 como longitud de tensor.

$$a = \frac{L}{4} = \frac{16\text{ m}}{4} = 4\text{ m}$$

Figura 10. Esquema del cable en los tensores



De la figura anterior se puede calcular L_2 , con el teorema de Pitágoras de la siguiente manera:

$L_2 = \sqrt{(4,00)^2 + (1,15)^2} = 4,16\text{ m}$, se tomará $L_2 = 4,50\text{ m}$, la longitud del cable es $L_1 + L_2$, más un 10% de incremento por dobleces y empalmes.

$$L_T = (L_1 + 2L_2) * 1,10 = (16\text{ m} + 2 * 4,50\text{ m}) * 1,10 = 28,60\text{ m}$$

Se tomará $L_T = 30\text{ m}$.

6. Diseño de las péndolas o tirantes verticales: son los tirantes verticales que sostienen la tubería, van unidas al cable principal. La separación óptima de dichas péndolas es de 2,00 m, según el Dr. D.B. Steinman.

La carga de tensión que soportará cada péndola está dada por la siguiente fórmula:

$$Q = CU * S$$

$$Q = (15,67 \text{ lb/ft}) * (6,56 \text{ ft}) = 102,80 \text{ lb}$$

Donde:

Q = carga de tensión de la péndola

CU = carga última

S = separación de péndola

Se utilizara cable galvanizado de 3/8" de diámetro de 6*9 hilos cuya resistencia de ruptura es de 12 600 lb.

Para calcular la longitud de cada péndola se utiliza la ecuación del *Wire Rope Hand Book*, que es la siguiente:

$$Y = \frac{CU * S * (L - X)}{2TH}$$

Donde:

CU = carga última (23,36 kg/m)

X = separación de péndola (m)

L = luz (16 metros)

Y = variación de la flecha (m)

TH = tensión horizontal (996,74 kg)

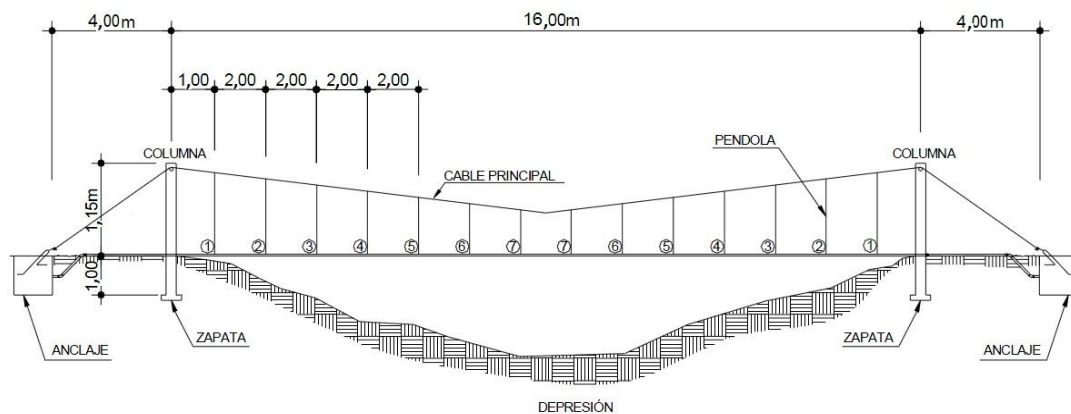
Tabla XV. Altura de péndola

No. Péndola	X (m)	L-X (m)	Y (m)	Cantidad de péndolas	Altura péndola (m)	Longitud de péndolas (m)
1	1	15	0,18	2	0,97	1,94
2	3	13	0,46	2	0,69	1,38
3	5	11	0,64	2	0,51	1,02
4	7	9	0,74	2	0,41	0,82
					Σ	5,16

Debido a que las péndolas van sujetas al cable principal por medio de accesorios como abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%.

Longitud total del cable para péndolas= $5,16 \text{ m} * 1,15 = 5,93 \text{ m} \approx 6,00 \text{ m}$. El detalle del paso aéreo se muestra en la siguiente figura.

Figura 11. Elevación paso aéreo



7. Torres de soporte: las torres (columnas) servirán básicamente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del anclaje. Serán construidas de concreto reforzado, en cuanto a sus dimensiones tendrán una altura total de 2,15 metros, con una sección de 0,40 m*0,40 m.

Datos de diseño:

f'_c = resistencia a la compresión del concreto (210 kg/cm²)

f_y = fluencia del acero grado 40 (2 810 kg/cm²)

W_c = peso específico del concreto (2 400 kg/m³)

I = inercia de la sección de la columna = $\frac{bh^3}{12}$

A_g = área de la sección de la columna

A_s = área de la sección del acero de refuerzo

L_u = longitud libre de la columna (1 m)

R = radio de giro = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

E = módulo de elasticidad del concreto = $15\,100\sqrt{f'_c}$

Verificación por esbeltez:

$$2 * \frac{L_u}{r} \leq 22 \quad r = \sqrt{\frac{(0,40) * (0,40)^3 / 12}{(0,50)^2}} = 0,1155 \text{ m}$$

$$2 * \frac{1,15 \text{ m}}{0,1155 \text{ m}} = 19,91 \leq 22 \text{ Ok}$$

8. Refuerzo de acero en columna: considerando que la columna únicamente trabaja a compresión, bajo una carga axial muy pequeña (TV= 411,16 lb = 0,19 ton), comparada con lo que la sección de la columna puede resistir, se usará el criterio de ACI, que dice; que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor que la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo se puede emplear una área de acero de 50% del área total de la columna (A_g).

$$A_{s \text{ min}} = 50\% * 0,01 A_g = 0,50 * 0,01 * (40 \text{ cm})^2 = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ varillas No.4}$$

- La carga axial que soporta la columna es:

$$P_u = \theta(0,85 * f'_c (A_g - A_s) + (A_s * f_y))$$

$$P_u = 0,70(0,85 * 210(1600 - 10,13) + (10,13 * 2810))$$

$$P_u = 218579,97 \text{ kg} \approx 218,58 \text{ ton}$$

Al comparar la carga que resiste la columna (P_u) con la carga actuante (TV) se puede observar que la columna resiste satisfactoriamente la carga actuante.

$$P_u > TV \rightarrow 218,58 \text{ ton} > 0,19 \text{ ton} \text{ ok}$$

El refuerzo transversal será No.3 @ 0,20 m.

9. Zapata: debido a que la carga que soportará la zapata no es muy grande, se asumirá el peralte mínimo recomendado por ACI.

Peralte mínimo encima del refuerzo inferior = 15,00 cm

Recubrimiento mínimo del refuerzo = 7,50 cm

$$t = 15 + 7,5 = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{se tomará el peralte } t = 25 \text{ cm}$$

- Cálculo del factor de carga última:

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM+CV} = \frac{15,67 \text{ lb/ft}}{(2,085+7,5) \text{ lb/ft}} = 1,63$$

- Integración de carga que soportará la zapata (P_z)

a) Tensión vertical del cable	= 0,19 ton
b) Peso de la columna ($\gamma_c * A_g * h$) $\rightarrow 2,4 * 0,16 * 2,15$	= 0,82 ton
c) Peso del suelo ($\gamma_s * des. * \text{Área}$) $\rightarrow 1,6 * 1 * (1^2 - 0,40^2)$	= 1,34 ton
d) Peso propio de la zapata ($\gamma_c * t * b^2$) $\rightarrow 2,4 * 0,25 * 1,00^2$	= <u>0,82 ton</u>
	$\Sigma = 2,95 \text{ ton}$

- Verificación del área de zapata ($q_{\text{máx}}$)

$$\frac{P_z}{A_z} < \text{Valor soportado del suelo} = 12 \text{ ton/m}^2 \text{ (Valor soportado asumido)}$$

$$\frac{2,95 \text{ ton}}{1 \text{ m}^2} = 2,95 \text{ ton/m}^2 < 12 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ok}$$

- Carga última que soportará la zapata

$$W_u = q_{\text{máx}} * F_{CU}$$

$$W_u = 2,95 \text{ ton/m}^2 * 1,63 = 4,81 \text{ ton/m}^2$$

- Verificación del corte simple: se debe cumplir $V_a < V_c$

$$d = t - \text{recubrimiento} - \theta/2$$

$$d = 25 - 7,5 - 1,269/2 = 16,86 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

$$V_a = W_u * \left(\frac{b-a}{2} - d \right) * L$$

$$V_a = 4,81 \text{ ton/m}^2 * \left(\frac{1-0,40}{2} - 17 \right) * 1$$

$$V_a = 0,62 \text{ ton}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 17}{1000} = 11,10 \text{ m}$$

$$0,62 \text{ ton} < 11,10 \text{ ton Ok}$$

Donde:

W_u = carga última de la zapata (ton/m^2)

d = peralte (cm)

V_a = corte actuante (ton)

V_c = corte resistente (ton)

b = base de la zapata (m)

a = base de la columna (m)

L = ancho unitario de la zapata (m)

- Verificación por corte punzonante: el corte punzonante ocurre a una distancia del peralte. Se debe cumplir $V_a < V_c$

$$V_a = W_u * (\text{área zapata} - \text{área punzonante})$$

$$V_a = 4,81 \text{ ton}/\text{m}^2 * (1^2 - (0,40 + 0,17)^2) = 3,25 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$V_c = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'_c} * (\text{perímetro punzonante}) * d$$

$$V_c = \frac{0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * (40 + 17) * 4 * 17}{1000} = 50,61 \text{ ton}$$

$$3,25 \text{ ton} < 50,61 \text{ ton Ok}$$

- Verificación por flexión: actúa como un voladizo

$$M_u = W_u * \left(\left(\frac{b-a}{2} \right)^2 / 2 \right) * L$$

$$M_u = 4,81 \text{ ton/m}^2 * \left(\frac{1-0,40}{2} \right)^2 / 2 * 1 = 0,22 \text{ ton} \cdot \text{m} \approx 216,45 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$A_s = (b * d) \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} * \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = (100 * 17) \sqrt{(100 * 17)^2 - \frac{216,35 * 100}{0,003825 * 210}} * \left(\frac{0,85 * 210}{2810} \right) = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{0,50}{100 * 17} = 0,000294$$

$$\rho_{\min} = 0,40 \left(\frac{14,1}{2810} \right) = 0,0020$$

$\rho < \rho_{\min} \rightarrow$ usar el acero mínimo

$$A_{s \min} = 0,002bd = 0,002 * 100 * 17 = 3,41 \text{ cm}^2$$

3,41 cm² ----- 100 cm

$$0,712 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \quad \rightarrow \quad S = \frac{(0,71 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{3,41 \text{ cm}^2} = 20,90 \text{ cm}$$

Se colocará hierro No.3 @ 20 cm.

10. Anclaje o muerto: el anclaje o muerto se diseñará de concreto ciclópeo, enterrado con la superficie superior a nivel del terreno. Se utilizará la teoría de Rankine para el empuje de tierras.

Datos:

$$TH = 2\,192,84 \text{ lb} = 0,99 \text{ ton}$$

$$T = 2\,231,05 \text{ lb} = 1,00 \text{ ton}$$

$$TV = 411,16 \text{ lb} = 0,19 \text{ ton}$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$\text{Asumiendo un ángulo de fricción } \Phi = 30^\circ \rightarrow k_p = \frac{1 + \text{sen}30^\circ}{1 - \text{sen}30^\circ} = 3$$

h= ancho=largo=altura

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^3 * K = \frac{1}{2} * 1,60 * 3 * h^3 = 2,4 h^3 \text{ ton}$$

$$W = h^3 * \gamma_{cc} = 2,5 h^3 \text{ ton}$$

Donde:

W = peso del muerto

E = empuje del suelo

γ_{cc} = peso específico del concreto ciclópeo

γ_s = peso específico del suelo

F = fuerza de fricción

- Verificación contra volteo

$$\frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}} \geq 1,5 \rightarrow \sum M_{resistentes} = 1,5 \sum M_{actuantes}$$

$$E\left(\frac{h}{3}\right) + W\left(\frac{h}{2}\right) = 1,5\left(\frac{TV * h}{2} + TH * h\right)$$

$$2,40 h^3 \left(\frac{h}{3}\right) + 2,5 h^3 \left(\frac{h}{2}\right) = 1,5\left(\frac{0,19 * h}{2} + 0,99 * h\right)$$

$$0,80h^4 + 1,25h^4 = 0,1425h + 1,49h \rightarrow 2,05h^4 = 1,63h$$

Despejando "h" se tiene: $h = 0,93 \text{ m} \rightarrow$ tomando $h = 1,00 \text{ m}$

$$2,40(1)^3 \left(\frac{1}{3}\right) + 2,50(1)^3 \left(\frac{1}{2}\right) = 1,50\left(\frac{0,19 * 1}{2} + 0,99 * 1\right)$$

$$\frac{2,05}{1,085} = 1,89 > 1,5 \text{ Ok}$$

- Verificación contra deslizamiento

$$F = \mu(W - TV)$$

$$F = 0,9 \tan 30^\circ (2,5 * 1^3 - 0,19) = 1,20 \text{ ton}$$

$$E = 2,4(1)^3 = 2,40 \text{ ton}$$

$$\frac{E + F}{TH} \geq 1,5 \rightarrow \frac{2,40 + 1,20}{0,99} = 3,64 \geq 1,5 \text{ Ok}$$

Las dimensiones asumidas de 1,00 metro por lado son correctas, pues resisten las cargas a las que estarán sometidos. El diseño del paso aéreo de 20 metros, ubicado entre las estaciones 22 y 23 se realiza de la misma forma.

2.1.11.4 Conexión predial

Esta es la última unidad de todo sistema de agua potable y tiene como finalidad; suministrar el vital líquido en condiciones aceptables a la población, ya sea a través de un servicio domiciliario o bien un servicio tipo comunitario.

Para este sistema, se adoptó un servicio predial que comprende de un solo chorro por terreno o inmueble. La ubicación de este chorro debe ser visible y accesible para sus usuarios, se recomienda para comunidades rurales semidispersas. Las conexiones se realizarán con tubería PVC de ½" y estará compuesta por:

- Reducidor del diámetro de la línea de distribución hacia conexión predial
- Conexión a la tubería principal con diámetro de ½"
- Válvula de paso
- Contador
- Llave de compuerta
- Válvula de cheque

2.1.12 Presupuesto

Se denomina presupuesto al costo total de un proyecto antes de su ejecución. Toda esta información es adquirida a través de los planos, características y condiciones que se exponen en la memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto.

El costo directo total es la suma de los costos de material, mano de obra, costo de transporte; el costo indirecto es la suma de los costos de fianzas, imprevistos, supervisión técnica, gastos administrativos y utilidad. El costo total del proyecto será la suma de los costos directos e indirectos.

El financiamiento se llevará a cabo por medio de la municipalidad, alguna entidad del estado o algún organismo internacional.

Tabla XVI. Presupuesto integrado, introducción de agua potable

CUADRO RESUMEN

PROYECTO: Diseño de la introducción de agua potable
LUGAR: Caserío Patulup Segundo Centro
MUNICIPIO: Sacapulas
DEPARTAMENTO: Quiché



No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
1 PRELIMINARES					
1,1	Replanteo topográfico	ml	3 531,03	Q 3,73	Q 13 171,16
1,2	Trazo y estaqueado	ml	3 531,03	Q 2,11	Q 7 454,14
1,3	Limpia, chapeo y destronque	ml	3 531,03	Q 3,15	Q 11 111,28
2 CONDUCCIÓN					
2,1	Línea de conducción	ml	1 076,79	Q 90,33	Q 97 268,54
3 DISTRIBUCIÓN					
3,1	Línea de distribución	ml	1 702,57	Q 86,19	Q 146 748,29
4 OBRA DE ARTE					
4,1	Captación de nacimiento	Unidad	5,00	Q 7 357,70	Q 36 788,48
4,2	Tanque de distribución de 15 m ³	Unidad	1,00	Q 58 383,64	Q 58 383,64
4,3	Tanque de distribución de 12 m ³	Unidad	1,00	Q 50 772,16	Q 50 772,16
4,4	Caja unificadora de caudales	Unidad	2,00	Q 9 568,72	Q 19 137,44
4,5	Caseta de bombeo	Unidad	1,00	Q 75 178,14	Q 75 178,14
4,6	Conexión domiciliar	Vivienda	25,00	Q 3 075,01	Q 76 875,36
4,7	Paso aéreo de 16 metros	Unidad	1,00	Q 43 430,31	Q 43 430,31
4,8	Paso aéreo de 20 metros	Unidad	1,00	Q 62 392,98	Q 62 392,98
4,9	Caja rompe presión	Unidad	2,00	Q 6 620,62	Q 13 241,23
4,10	Válvula de compuerta	Unidad	6,00	Q 2 787,72	Q 16 726,30
4,11	Válvula de limpieza + caja	Unidad	1,00	Q 3 526,84	Q 3 526,84
4,12	Válvula de aire + caja	Unidad	3,00	Q 3 563,50	Q 10 690,49
4,13	Anclajes	Unidad	88,00	Q 398,95	Q 35 107,73
TOTAL DEL PROYECTO					Q 778 004,52

El costo del proyecto asciende a la cantidad de **SETECIENTOS SETENTA Y OCHO MIL CUATRO QUETZALES CON CINCUENTA Y DOS CENTAVOS**, con una tasa de cambio de Q7,90 por US\$1,00, por lo que el costo del proyecto equivalente en dólares es: US\$98 481,58 (noventa y ocho mil cuatrocientos ochenta y un dólares con cincuenta y ocho centavos).

2.1.13 Operación y mantenimiento

El encargado del funcionamiento debe ser preferiblemente un fontanero que perciba un salario, quien realizará inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema para garantizar su adecuado funcionamiento, en caso de no contar con un fontanero designado, el consejo de desarrollo y vecinos serán los encargados de realizar estas actividades.

Mantenimiento preventivo: son acciones que se llevan a cabo antes de que se produzcan daños en los equipos e instalaciones, a fin de evitarlos o disminuir sus efectos. El mantenimiento preventivo disminuye costos y evita problemas a la comunidad.

Mantenimiento correctivo: reparación de daños de los equipos o instalaciones, causados por accidentes o por deterioro normal debido al uso.

Entre las actividades más comunes del fontanero están: detectar posibles fugas que puedan existir tanto en la línea de conducción, impulsión, distribución y conexiones, cuando se registre insuficiencia de agua en el servicio, efectuar las reparaciones necesarias, dar mantenimiento a las obras de arte, es decir, mantenerlas limpias, retirar la maleza y velar por el buen estado de todas las obras complementarias.

Por último, se hace necesario e importante mencionar que ningún sistema de agua potable funcionará adecuadamente sin la supervisión del elemento humano, de lo contrario el sistema poco a poco se deteriorará hasta llegar al colapso y dejará de prestar el servicio.

2.1.14 Propuesta de tarifa

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

Para el proyecto en estudio se calculará la tarifa contemplando un período de cinco años y analizando los costos siguientes:

a) Costo de operación (C_o): el costo de operación contempla el pago mensual a un fontanero para efectuar revisiones periódicas al sistema, operar el equipo de bombeo y el sistema de cloración. Este cálculo se efectúa considerando que un fontanero revisa minuciosamente 20 conexiones prediales y 3 kilómetros de línea al día; por lo que la remuneración se obtiene de la siguiente manera:

$$C_o = \left(\frac{L}{3} + \frac{N_c}{20} \right) * P_j * F_p$$

$$C_o = \left(\frac{3,70}{3} + \frac{25}{20} \right) * 60,00 * 1,62 = Q241,38/\text{mes}$$

Donde:

C_o = costo de operación (quetzales)

L = longitud de línea central de tubería (3,70 km)

N_c = número de conexiones (25 conexiones)

P_j = pago diario o jornal (Q60,00)

F_p = factor de prestaciones (1,62)

b) Costo de mantenimiento (C_m): se estima el tres por millar del costo total del proyecto presupuestado para el período de diseño, y que servirá básicamente para la compra de materiales, cuando haya necesidad de cambiar o mejorar los existentes.

$$C_m = \left(\frac{3}{1000}\right) * \frac{C_T}{n}$$

$$C_m = 0,003 * \left(\frac{Q778\,004,52}{21}\right) = Q11\,114/\text{mes}$$

Donde:

C_T = costo total del proyecto (Q)

n = período de diseño (21 años)

0,003 = corresponde al tres por millar

c) Costo de tratamiento (C_t): el costo de tratamiento está destinado para la compra de hipoclorito de calcio y se determina con la siguiente ecuación:

$$C_t = \frac{Q_c * C * 86\,400}{0,70} * 30 * C_{\text{gramo}}$$

$$C_t = \frac{0,533 * 0,001 * 86\,400}{0,70} * 30 * \frac{Q\,1600,00}{454 * 100} = Q69,56/\text{mes}$$

Donde:

C_t = costo de tratamiento (Q/mes)

Q_c = caudal de conducción (l/s)

C = miligramo por litro deseado (0,1= %)

C_{gramo} = costo de hipoclorito de calcio en gramos (Q 1 600/100 lb)

d) Costo de bombeo (C_b): el costo de bombeo está destinado a determinar el costo de la electricidad para el funcionamiento de la bomba en la línea de impulsión. Este se calcula determinando los kilowatts-hora necesarios para un mes de uso.

$$C_b = P * \text{Horas} * Q_{\text{KW-HR}}$$

$$C_b = (5 * 0,746) * \frac{360 \text{ hr}}{\text{mes}} * \frac{Q1,8406}{\text{KW - hora}} = Q 2 471,56 / \text{mes}$$

Donde:

C_b = costo de bombeo (Q/mes)

P = potencia de la bomba en (KW)

Horas = horas de bombeo (Hr.)

$Q_{\text{KW-HR}}$ = costo de energía

e) Gastos administrativos: sirven para mantener un fondo para gastos que puedan surgir en viáticos, papelería, sellos, entre otros. Se realiza estimando un porcentaje sobre la suma de los gastos de operación, mantenimiento y tratamiento, para este proyecto se consideró un porcentaje igual al 10%.

$$G_a = 0,10(C_o + C_m + C_t + C_b)$$

$$G_a = 0,10(24138 + 11114 + 69,56 + 2 471,56) = Q289,36 / \text{mes}$$

f) Cálculo de tarifa: con dichos datos, se procede a obtener la tarifa, la cual se obtiene de la suma de los gastos anteriores y dividiendo en el número de conexiones totales para el proyecto.

- Costo de operación = Q 241,38
 - Costo de mantenimiento = Q 111,14
 - Costo de tratamiento = Q 69,56
 - Costo de bombeo = Q 2 471,56
 - Gastos administrativos = Q 289,36
- Q 3 183,00/mes

$$T_p = \frac{Q\ 3\ 183/\text{mes}}{25\ \text{conexiones}} = Q127,32/\text{mes} * \text{conexión}$$

El comité de vecinos debe dirigir al encargado del mantenimiento preventivo y correctivo del sistema, también debe efectuar el cobro de la tarifa en la fecha estipulada; dicha tarifa incluye ingresos para cubrir gastos administrativos, reparaciones, cambios y mejoras del sistema. Además debe llevar el registro de cuántos usuarios están conectados al sistema y de otorgar nuevos derechos de conexión sin sobrepasar la capacidad del sistema.

2.1.15 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 los suficientemente justificados para llegar al nivel de una crisis o amenaza natural.

Todo plan de manejo ambiental, como mínimo deber 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 y 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.

- Descripción de las actividades para la construcción del proyecto.

Actividades preliminares:

1. Trazo, preparación de paso y zanjeo
2. Chapeo y limpieza general
3. Construcción de bodega para materiales temporales

Obra civil:

1. Limpieza
2. Excavación y relleno de zanjas para tuberías
3. Armado y fundición de estructuras de concreto
4. Construcción de estructuras de concreto ciclópeo

5. Instalación de tuberías
6. Construcción de obra de arte
7. Instalación de conexiones domiciliarias
8. Reforestación
9. Usos del sistema
10. Operación y mantenimiento

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 sino en la salubridad. Se mencionarán algunos elementos ambientales fundamentales, que en un proyecto de agua debe de considerarse.

- 1) Características físicas: entre estas características se pueden mencionar: tierra, agua y atmosfera
- 2) Condiciones biológicas: flora y fauna
- 3) Factores culturales: uso del suelo, ética e interés humano
- 4) 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; este proyecto es imprescindible para evitar enfermedades gastrointestinales en la población.

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

Tabla XVII. Impacto ambiental, etapa de operación

Actividades	Impactos negativos	Medidas de mitigación
<p>Avance de las actividades agrícolas, explotación de la madera en zonas de la fuente de agua.</p>	<p>Disminución de capacidad de la fuente por el efecto de la deforestación y por el propio consumo de la población.</p> <p>Alteración del suelo y cuerpos de agua por la construcción de la obra, además podría ser por plaguicidas y residuos de abonos.</p>	<p>Reforestar el área de las fuentes y vigilar las actividades efectuadas, principalmente aguas arriba de la captación.</p> <p>Circular el área de la captación, para evitar el ingreso de animales.</p> <p>Motivar y capacitar a la población en el manejo de la conservación de las fuentes de agua.</p> <p>Incentivar la organización de las comunidades para que vigilen que el manejo integral de la fuente y la conservación del recurso hídrico sea el adecuado.</p>
<p>Comprobación de caudales, presiones, funcionamiento de tubería, obras y accesorios</p>	<p>Malestar de los usuarios al inicio de la planificación</p>	<p>Asegurar que los caudales y presiones de diseño son los que recibe la población.</p>
<p>Calidad del agua</p>	<p>Malestar de los usuarios al inicio de la construcción.</p> <p>Amenaza a la salud por déficit en calidad del agua.</p>	<p>Potabilizar el agua de manera que sea apta para el consumo humano.</p> <p>Establecimiento de un programa de vigilancia de la calidad de agua.</p>
<p>Continuidad del servicio</p>	<p>Amenaza a la salud por déficit en cantidad.</p>	<p>Garantizar que habrá suficiente cantidad y que el servicio será continuo.</p> <p>Establecer 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.</p>
<p>Reparación y mantenimiento de tuberías, accesorios, obras y equipos</p>	<p>Malestar de los usuarios por la interrupción de sus labores.</p> <p>Incremento en los gastos.</p>	<p>Capacitación continua a los operarios del sistema.</p> <p>Pago de tarifa.</p>

Los factores y elementos que no se mencionan tienen impacto positivo o inexistente. Evaluando el proyecto en conjunto, se harán algunas mitigaciones necesarias, que permitan que el mismo tenga un impacto equilibrado y por consiguiente aceptables.

2.1.16 Evaluación socio-económica

Los proyectos de interés comunitario, como el abastecimiento de agua potable del caserío Patulup Segundo Centro, tienen como objetivo principal proveer servicios a la población, buscando el bienestar público y no las ganancias. Los proyectos del sector público no generan renta alguna, por lo que lo más recomendable para evaluar económicamente las alternativas públicas es un análisis beneficio/costo, considerando como costos los gastos para la construcción, operación y mantenimiento del proyecto, y como beneficios las ventajas que experimentará el público con la implementación del proyecto.

En el caso de este proyecto, no es posible estimar un monto exacto del impacto económico de los beneficios que traerá la implementación del sistema de agua potable, entre los que pueden mencionarse: el ahorro en el sector salud, los gastos y molestias ocasionados por la falta del vital líquido (compra de toneles de agua y el acarreo de los pozos del lugar, entre otros), por lo que el análisis se hará mediante el valor presente neto (VPN) y la tasa interna de retorno (TIR).

2.1.16.1 Valor presente neto

El valor presente neto es un procedimiento que permite calcular el valor presente de una determinada suma de los flujos netos de caja actualizados, que

incluyen la inversión inicial. El proyecto de inversión según este criterio, se acepta cuando el valor presente neto es positivo, porque agrega capital.

Como inversión inicial del proyecto, la municipalidad de Sacapulas, el consejo departamental de desarrollo u otra institución deben invertir en la ejecución del proyecto de la introducción de agua potable para el caserío Patulup Segundo Centro el total de Q 778 004,52.

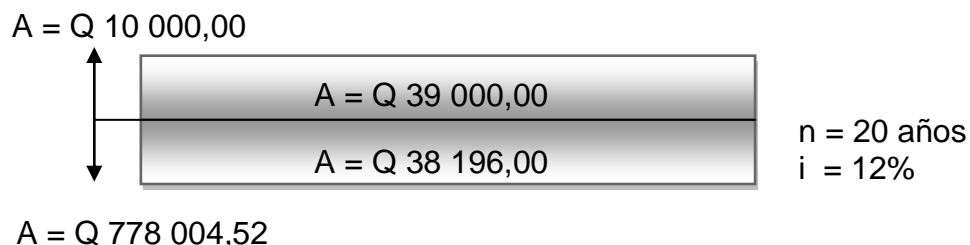
Los gastos de operación, administración, mantenimiento, bombeo y tratamiento ascienden a Q 38 196,00 anuales. Se estima tener los siguientes ingresos: la instalación de la acometida será un pago único de Q 400,00 por vivienda y la tarifa mensual por vivienda de Q 130,00. Suponiendo una tasa efectiva del 12% anual al final de los 20 años de vida útil, se determinará la factibilidad del proyecto por medio del valor presente neto.

Tabla XVIII. Flujo de efectivo del sistema de agua potable

Detalle	Operación	Resultado
Costo inicial		Q778 004,52
Ingreso inicial	(Q400,00/viv)(25 viv)	Q10 050,00
Costos anuales	(Q 3 183,00/mes)(12 meses)	Q38 196,00
Ingresos anuales	(Q 130,00/viv)(25viv)(12 meses)	Q39 000,00

Construyendo el diagrama de flujo de efectivo se tiene:

Figura 12. Diagrama de flujo del sistema de agua potable para el cálculo del VPN



$$VPN = Q10\,000,00 - Q778\,004,52 + (P/A, 12\%, 20)(Q39\,000,00 - Q38\,196,00)$$

$$VPN = -Q761\,999,09$$

Un VPN negativo significa que hay más gastos que ganancias, obteniendo pérdidas en el sector privado, un proyecto con un VPN negativo sería rechazado inmediatamente, pero como se estableció anteriormente, el impacto de los beneficios que el sistema de agua potable traerá a los usuarios con los que avalan el proyecto.

2.1.16.2 Tasa interna de retorno

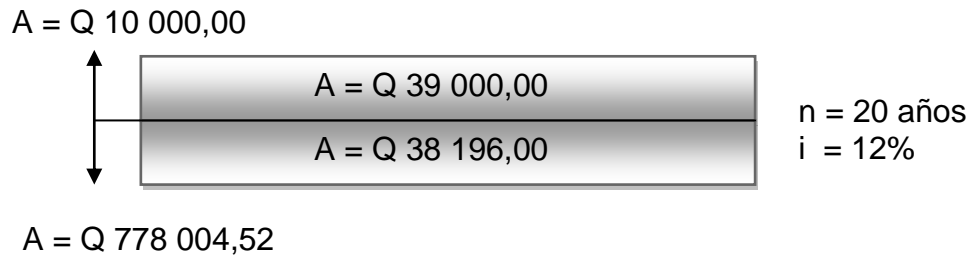
La tasa interna de retorno (TIR) es igual a la suma de los ingresos actualizados, con la suma de los egresos actualizados igualando al egreso inicial, también se puede decir que es la tasa de interés que hace que el VPN del proyecto sea igual a cero. Este método consiste en encontrar una tasa de interés en la cual se cumplen las condiciones buscadas en el momento de iniciar o aceptar un proyecto de inversión.

$$VPN_{COSTOS} = VPN_{INGRESOS}$$

La TIR es aquella tasa que está ganando un interés sobre el saldo no recuperado de la inversión en cualquier momento de la duración del proyecto, es el método más utilizado para comparar alternativas de inversión y se obtiene del valor presente.

Para la TIR, el proyecto es rentable cuando la TIR es mayor que la tasa de costo de capital, dado que se ganará más ejecutando el proyecto, que efectuando otro tipo de inversión. Con el diagrama de flujo del apartado anterior:

Figura 13. Diagrama de flujo del sistema de agua potable para el cálculo de la TIR



Con $i = -24\%$ se tiene un VPN = Q 39 182,70

Con $i = -20\%$ se tiene un VPN = - Q 423 345,10

Interpolando

$$\frac{-20\% + 24\%}{-Q423\ 345,10 - Q39\ 182,70} = \frac{-20\% - \text{TIR}}{-Q423\ 345,10}$$

$$\text{TIR} = -20\% - \frac{4\%(-Q423\ 345,10)}{-Q462\ 527,80} = -23,66\%$$

Al igual que la evaluación del valor presente neto al final se tienen pérdidas para el proyecto de agua potable en el caserío Patulup Segundo Centro, porque con ninguna tasa de interés se pueden tener ganancias, pero el objetivo del proyecto son los beneficios que el sistema de agua potable traerá a los usuarios.

2.2 Mejoramiento de la carretera hacia el caserío Pacamón, municipio de Sacapulas, departamento de Quiché

2.2.1 Descripción del proyecto

A través del consejo comunitario de desarrollo se gestionó la apertura de brecha hacia el caserío Pacamón, ya que no existía camino hacia dicha comunidad, pero no se contó con una planificación adecuada.

De esta manera se optó por mejorar la carretera hacia el caserío Pacamón con una longitud de 1 183,15 metros, el diseño de una carretera tipo "F", región montañosa, con una velocidad de diseño de 20 kph, un radio mínimo de 18 metros, pendiente máxima del 14%. Ya que existían tramos con una mayor pendiente a los 14% se decidió realizar carrileras de mampostería de piedra y el resto de material balasto con un espesor de 0,15 metros, además se contempla la colocación de drenajes transversales para la evacuación de las aguas.

Con la implementación de este proyecto, se espera incrementar el desarrollo del caserío Pacamón, así como de las aldeas circunvecinas al área, ya que contará con una mejor vía de acceso, más rápida y segura.

Utilizando un equipo topográfico tradicional (teodolito, estadal, cinta métrica, plomada, etc.), se realizó un estudio topográfico el cual servirá para el diseño del alineamiento horizontal, alineamiento vertical y del movimiento de tierra; el mismo se destaca por ser diseñado con un programa actual (AutoCAD Civil 3D Land Desktop 2 009®).

2.2.2 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas utilizadas en el diseño son proporcionadas por la Dirección General de Caminos del Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda (actualmente CIV), a través de “ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES”, diciembre de 2 000. Ingenieros consultores de Centro América, S. A.

Los criterios utilizados para diseñar son causa y efecto del normativo vigente para Guatemala, editado por la secretaría de integración económica centroamericana (SIECA), a través del “MANUAL CENTROAMERICANO DE NORMAS PARA DISEÑO GEOMÉTRICO DE LAS CARRETERAS REGIONALES”, segunda edición. Ing. Francisco Guevara.

Dichos documentos tienen aplicación indistinta para una carretera de primer orden como para un camino de penetración.

2.2.3 Levantamiento topográfico

Se llama así al levantamiento topográfico de la línea preliminar seleccionada y/o camino de herradura existente. Este debe tener un grado de precisión razonable, para que sea una medición total que, además de marcar las sinuosidades topográficas, muestre pormenores y accidentes que en alguna forma pudiesen afectar la localización final.

Para el levantamiento topográfico, se utilizó el sistema de poligonal abierta por el método de conservación de azimut, con orientación de estación a estación de 180°. La altimetría se realizó por medio de nivelación taquimétrica, obteniendo los datos para calcular las distancias y cotas del terreno.

El equipo utilizado para dicho levantamiento fue el siguiente: teodolito Sokia con su respectivo trípode, una plomada, cinta métrica, estadal de aluminio de 4 metros. En cada estación se levantarán secciones transversales, hasta una distancia máxima de 6,00 metros a cada lado de la línea central, hasta los linderos de los hogares.

2.2.4 Estudios de suelos

El suelo es un factor determinante en la estabilidad de una carretera. Es necesario llevar un control de su estado para tener la seguridad de una carretera de buena calidad.

Las pruebas de laboratorio realizadas bajo normas de ensayos especificados con base en A.A.S.H.T.O., sirvieron para determinar las condiciones del material, la calidad del mismo o hacer los ajustes necesarios para aumentar su calidad.

El banco de materiales que se estudiará se encuentra en la aldea Chojox, municipio de Santa María Cunén, departamento de Quiché.

2.2.4.1 Ensayo Proctor Modificado

Es necesario mencionar que la prueba de proctor se utiliza para determinar la relación entre la humedad óptima con que un suelo puede alcanzar su máxima densidad, es decir, su máxima compactación, ya que la escasez de agua en un suelo y la abundancia de la misma, ocasiona que el suelo no pueda ser compactado al máximo. Un suelo debe compactarse para mejorar su capacidad de carga, disminuir la absorción de agua y reducir la sedimentación.

Es necesario encontrar una relación entre el contenido de agua a usar en un volumen determinado de suelo y la máxima densidad que el suelo compactado puede alcanzar.

Para determinar la densidad máxima, se realiza por el método proctor, que consiste en la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por un procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad, se emplea el ensayo proctor modificado (A.A.S.H.T.O. T-180).

2.2.4.2 Ensayo CBR

El ensayo de razón soporte California (por sus siglas en inglés), es un valor que sirve para determinar la capacidad soporte que tiene un cuerpo compactado a su densidad máxima en las peores condiciones de humedad que pueda tener en el futuro. Éste se expresa en el porcentaje del esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón estándar en la muestra de suelo, comparado con el patrón de piedra triturada de propiedades conocidas.

El método consiste en rellenar cilindros normados con la muestra del suelo (5 capas) para 10, 30 y 65 golpes de compactación. Para cada cilindro se obtiene el porcentaje de compactación, expansión y C.B.R. El procedimiento de ensayo se rige por la norma A.A.S.H.T.O.T-193.

2.2.4.3 Granulometría

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la

cantidad en porcentaje de los diversos tamaños de las partículas que constituyen los suelos.

Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas, el procedimiento más adecuado es el tamizado.

Al aumentar la finura de los granos, el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procesos por sedimentación. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo. Como tamaño de la partícula puede considerarse el diámetro de ellas, cuando es indivisible bajo la acción de una fuerza moderada, como la producida por un mazo de madera golpeando ligeramente.

A la muestra obtenida se le realizó un análisis granulométrico por mallas siguiendo las normas A.A.S.H.T.O.T-27 y T-11, efectuando un lavado previo.

2.2.4.4 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg son un parámetro para determinar, a partir de su contenido de humedad, las propiedades plásticas de suelos arcillosos o limosos. La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos para poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse.

El límite líquido (LL) es el porcentaje de contenido de agua con el que un suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico. En el laboratorio, éste se determina por medio de la copa de Casagrande (según norma ASTM

D-4318), y se define como el contenido de agua con el cual se obtiene un cierre en la ranura de 12,7 mm (1/2 pulgada) al aplicar 25 golpes.

El límite plástico (LP) es el porcentaje de contenido de agua con el que un suelo cambia de estado plástico a estado semisólido. Éste se determina moldeando un rollito de 3,18 mm (1/8 pulgada) de diámetro, y es el contenido de agua con el que dicho rollito se desmorona (según norma ASTM D-4318).

La diferencia entre los valores de los límites descritos anteriormente, se conoce como índice plástico (IP). El ensayo de la muestra obtenida se realiza según las normas A.A.S.H.T.O. T-89 y T-90.

2.2.4.5 Peso específico

El peso específico es una medida de concentración de materia al igual que la densidad pero hay que tener cuidado de no confundirla con ésta, sería equivalente a confundir peso con masa. Mientras que el peso específico se define como peso por unidad de volumen, la densidad se define como masa por unidad de volumen.

El peso unitario de un suelo está definido como el peso de la muestra, sobre su volumen. Si se tiene una figura regular de muestra, se puede hallar su volumen con las medidas de esta figura, y por geometría, sacar el volumen de suelo que hay. Si por el contrario, no es una figura geométrica conocida, se debe llevar a otros métodos, por medio de los cuales con el desplazamiento de agua, al sumergir este suelo en un estanque lleno de agua, se puede llegar a calcular el volumen de la muestra.

Con este método, se debe tener en cuenta que, al suelo no debe entrarle agua a su interior, porque de lo contrario, se alteran los resultados.

El ensayo de peso unitario suelto (PUS), se realiza según las normas A.A.S.H.T.O. T-19.

2.2.4.6 Resultados

De acuerdo con los resultados del laboratorio, realizados a una muestra del banco de materiales, se concluye que es apto para ser utilizado como carpeta de rodadura, ver figuras 23-27 en el apéndice.

El material ensayado que se pretende utilizar para la capa de rodadura se localiza a 16 km. del inicio del caserío Pacamón sobre la ruta que va de Santa María Cunén a Sacapulas (RN-7W), tal material pertenece a la aldea Chojox, municipio de Cunén, departamento de Quiché, el cual se puede comprar para colocarlo en el proyecto de mejoramiento de la carretera; en caso contrario se puede buscar otros bancos de materiales y realizarle los ensayos mencionados anteriormente para determinar si es apto para el proyecto.

2.2.5 Criterios de diseño

Los usuarios de las carreteras, los vehículos que circulan por ellas, las carreteras mismas y los controles que se aplican para normar su operación, son los cuatro elementos básicos que interactúan y se relacionan entre sí para determinar las características del tránsito.

2.2.5.1 Período de diseño

Las carreteras deben diseñarse con suficiente capacidad para satisfacer los requerimientos de las demandas de dicho tránsito, durante todo el período seleccionado para el diseño de las instalaciones.

El diseño tanto en áreas urbanas y rurales, al igual que las demás carreteras, se diseñan normalmente para acomodar los volúmenes de tránsito proyectados para un período de 20 años, aunque en los casos de reconstrucción de algunos elementos de las carreteras, los volúmenes de diseño pueden proyectarse para un horizonte de servicio de menos de 20 años, quizá de hasta 10 años.

2.2.5.2 Volumen de tránsito

Para un buen diseño de una carretera solamente se puede lograr si se dispone de la adecuada información sobre la intensidad del movimiento vehicular que la utiliza y que en un futuro la utilizará hasta el final del período seleccionado de diseño. La cuantificación de la demanda del tránsito es comparada con la oferta de capacidad que se espera de la solución del diseñador.

La medición de los volúmenes del flujo vehicular se obtiene normalmente por medios mecánicos y/o manuales, a través de conteos o aforos volumétricos del tránsito en las propias carreteras.

2.2.5.2.1 Tránsito promedio diario anual

Uno de los elementos primarios para el diseño de las carreteras es el volumen del tránsito promedio diario anual (TPDA), que se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo determinado, que es mayor de un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período en mención.

Ya que el TPDA es un promedio simple, no refleja variaciones extremas que, por el límite superior, pueden llegar a duplicar los volúmenes promedios del tránsito en algunas carreteras. No obstante, se ha tomado el TPDA como indicador numérico para el diseño, tanto por constituir una medida característica de la circulación de vehículos, como por su facilidad de obtención.

Por tanto, el TPDA constituye un indicador muy valioso de la cantidad de vehículos de diferentes tipos (livianos y pesados) y funciones (transporte de personas y de mercancías), que se sirve de la carretera existente como su tránsito normal y que continuará haciendo uso de dicha carretera una vez mejorada, o que se estima utilizará la carretera nueva al entrar en servicio para los usuarios.

Tabla XIX. Tipos de carretera según su TPDA

TPDA	Tipo de carretera
3 000 a 8 000	"A"
1 600 a 3 000	"B"
900 a 1 600	"C"
800 a 900	"D"
100 a 800	"E"
1 a 100	"F"

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual, 1 994.

2.2.5.2.2 Composición del tránsito

Dependiendo del tipo de servicio y la localización de una carretera, es indispensable tomar en cuenta que los vehículos pesados, como camiones y autobuses, pueden llegar a alcanzar una incidencia significativa en la composición del flujo vehicular, influenciando según su relevancia porcentual, en forma más o menos determinante, el diseño geométrico de las carreteras y los espesores de los mismos.

El efecto de un camión sobre las operaciones del tránsito es a menudo equivalente al de varios automóviles, siendo mayor la relación a medida que se aumentan las pendientes y disminuyen las distancias de visibilidad disponibles. En la categoría de vehículos pesados se sitúan los camiones con peso bruto total de 4 toneladas o más y los vehículos que presentan llantas dobles en el eje trasero. Actualmente por la carretera solo circulan pick-ups de doble tracción.

2.2.5.2.3 Proyecciones de la demanda de tránsito

En las carreteras regionales se recomienda adoptar un período de proyección de veinte años como base del diseño, aunque igualmente se acepta que para proyectos de reconstrucción o rehabilitación de las carreteras se pueda reducir dicho horizonte a un máximo de diez años.

Para determinar las proyecciones de tránsito de una carretera se utiliza una diversidad de procedimientos, que van desde los más complejos hasta los que se caracterizan por su extrema simplicidad en el cálculo o dependen solamente del buen juicio y criterio del diseñador. Estos dos procedimientos son universalmente aceptados.

El primero se fundamenta en el análisis de las tendencias históricas del comportamiento del tránsito, conocidas mediante registros de los volúmenes durante un período mínimo de diez años de duración, para desprender de ellas las hipótesis de crecimiento más probable del tránsito durante los años venideros.

El segundo método reconoce que los pronósticos de tránsito guardan estrecha relación con indicadores de las múltiples actividades humanas, cuyos patrones relacionados con la movilidad, se consideran invariables en el período de diseño. Bajo este criterio general se busca establecer relaciones razonables de tipo estadístico entre el comportamiento del tránsito y el de otros indicadores locales, que tienen incidencia en el transporte automotor, como los registros de consumo de combustible en el transporte, la tenencia de vehículos, el crecimiento de la población que permitan obtener proyecciones aceptables acerca de los futuros volúmenes de tránsito por las carreteras.

2.2.5.3 Velocidad de operación

La velocidad de operación es la máxima velocidad a la cual un conductor puede viajar por una carretera determinada, bajo condiciones climáticas favorables y las condiciones prevalecientes del tránsito, sin que en ningún momento se excedan los límites de seguridad que determina la velocidad de diseño, sección por sección de dicha carretera.

2.2.5.4 Velocidad de diseño

La velocidad de diseño, también conocida como velocidad directriz, es la máxima velocidad que, en condiciones de seguridad, puede ser mantenida en

una determinada sección de una carretera, cuando las condiciones son tan favorables como para hacer prevalecer las características del diseño utilizado.

La velocidad de diseño determina aquellos componentes de una carretera como curvatura, sobreelevación y distancias de visibilidad, de los que depende la operación segura de los vehículos. Aunque otros elementos del diseño, como decir el ancho de la calzada, los hombros y las distancias a que deben estar las restricciones laterales de la vía, se asume que a mayores velocidades de diseño tales elementos deben ser mejorados dentro de límites prácticos y compatibles con las mejoras que insinúa el cambio de bienestar al conductor.

En la selección de una adecuada velocidad de diseño para una carretera particular, debe darse especial consideración a los siguientes aspectos:

- a. Distribución de las velocidades
- b. Tendencias de las velocidades
- c. Tipo de área
 - Rural
 - Urbana
- d. Condiciones del terreno
 - Plano
 - Ondulado
 - Montañoso
- e. Volúmenes de tránsito
- f. Consistencias en el diseño de carreteras similares o complementarias
- g. Condiciones ambientales

Tabla XX. Velocidad de diseño en kilómetros por hora, según el tipo de carretera y condiciones de terreno

Condición del terreno	Tipo de carretera					
	"A"	"B"	"C"	"D"	"E"	"F"
Plano	100	80	80	80	50	40
Ondulado	80	60	60	60	40	30
Montañoso	60	40	40	40	30	20

Fuente: Especificaciones de carreteras utilizadas por la DGC.

Para este caso en particular se ha optado por una velocidad de diseño de 20 km/h, pues, además de tener un tramo tipo "F", es un terreno montañoso.

2.2.6 Componentes básicos de la sección transversal

En las etapas iniciales del diseño de las carreteras, siempre es conveniente dar la debida consideración al uso de componentes de dimensiones normales o mejoradas en la sección transversal, por estar comprobado que con un bajo costo relativo, contribuyen al mejoramiento de los niveles de seguridad vial.

Además de la seguridad, se deben considerar las características operativas del tránsito, la estética, los patrones de velocidad, la capacidad y sus niveles de servicio, tomando en cuenta además las dimensiones de los vehículos, sus características operativas y la conducta particular de los conductores. En el diseño de la sección transversal debe preverse la construcción por etapas o la incorporación de ampliaciones que puedan, con posterioridad, ser ejecutadas económica y prácticamente.

2.2.6.1 Ancho de carriles

El carril es la unidad de medida transversal, para la circulación de una sola fila de vehículos, siendo el ancho de la calzada o superficie de rodamiento, la sumatoria de los carriles, a la que también se hace referencia en la clasificación de las carreteras.

La forma de escoger el ancho de los carriles es una decisión que tiene incidencia determinante en la capacidad de las carreteras. Como parámetro de referencia durante el diseño, se debe tener a la vista la estructura del tránsito proyectado, que a su vez y en la medida de la importancia relativa del tránsito pesado, hará necesario que la dimensión de cada carril sea habilitado para que los camiones y las combinaciones de vehículos de diseño, con 2,60 metros de ancho, se puedan adherir cómodamente y a las velocidades permisibles, dentro de la franja de circulación que les ha sido habilitada.

Para ofrecer las mejores condiciones de seguridad y comodidad para los usuarios, la superficie de rodamiento de las carreteras debe ser plana y sin irregularidades, resistente al deslizamiento y habilitada para la circulación del tránsito bajo todas las condiciones climáticas previsibles.

Tabla XXI. Ancho de carril según el tipo de carretera.

Tipo de carretera	"A"	"B"	"C"	"D"	"E"	"F"
Ancho de carril (metros)	2x7,20	7,20	6,50	6,00	5,50	5,50

Fuente: Especificaciones de carreteras utilizadas por la DGC.

Para este caso en particular se ha optado por un ancho de carril de 5,50 m, pues, el tipo de carretera es "F" en un terreno montañoso.

2.2.6.2 Pendiente transversal de los carriles

La pendiente transversal de una carretera de primera clase con dos carriles en tangente, debe ser del 2,00% del centro de la sección hacia afuera. Cuando existan más de dos carriles por sentido, cada carril adicional irá incrementando su pendiente transversal entre 0,50% y 1,00%.

Para carreteras con superficie de calidad intermedia, la pendiente transversal desde la cresta de la sección puede variarse entre 1,50% y 3,00%, en tanto que las carreteras con superficie de rodamiento de baja calidad, el rango de pendiente transversal puede fijarse entre 2,00% y 4,00%.

2.2.6.3 Hombros

Los hombros son las franjas de carretera ubicadas contiguas a los carriles de circulación y que, en conjunto con éstos, constituyen la corona o sección comprendida entre los bordes de los taludes. Sus funciones principales son las de proveer espacios para acomodar los vehículos que ocasionalmente sufren desperfectos durante su recorrido, dar estabilidad estructural a los carriles de circulación vehicular por medio del confinamiento, permitir los movimientos peatonales en ciertas áreas donde la demanda lo justifique y proporcionar el espacio lateral libre suficiente para la instalación de las señales verticales de tránsito.

La continuidad de los hombros debe ser mantenida a lo largo de la carretera donde la topografía lo permita.

2.2.6.4 Drenaje superficial

Uno de los elementos que causa mayores problemas a las carreteras es el agua, en general disminuye la resistencia de los suelos, presentando así fallas en terraplenes, cortes y superficies de rodamiento. Lo anterior obliga a construir el drenaje de tal forma que el agua se aleje con la mayor brevedad posible de la obra. En consecuencia, podría decirse que un buen drenaje es el alma de las carreteras.

El tipo de drenaje es de particular importancia para los caminos de poco tránsito que no cuentan con una superficie de rodamiento impermeable ni cunetas revestidas.

El drenaje superficial debe ser muy efectivo para evacuar rápidamente las aguas superficiales del pavimento y evitar que éstas se infiltren dentro de la estructura del mismo, ocasionándole daños que pueden ser considerables y de efectos inmediatos o a corto plazo. También previenen que el lodo o suciedades de las áreas no pavimentadas de la carretera penetren en los lados del carril exterior de circulación.

Los canales de drenaje o cunetas se construyen a los lados de las carreteras para conducir el agua hacia las alcantarillas, cajas o quebradas; así como alejarlas de la carretera en concordancia con la configuración topográfica de su localización. Existen cunetas laterales, contracunetas, cunetas centrales y transversales y bordillos-cuneta

Cunetas: el diseño de cunetas se basa en los principios del flujo de canales abiertos. Es importante que el fondo de la cuneta se conserve como se especifica en el diseño: la profundidad debe estar más baja que el nivel de la

subrasante, para interceptar el agua subterránea proveniente de los diferentes elementos que constituyen un pavimento. Sin embargo cuando es muy fuerte y los territorios son muy deleznable, deben revestirse para evitar su erosión. En algunos casos es necesario modificar la pendiente con gradas para disipar la energía de las altas velocidades.

El revestimiento de las cunetas puede hacerse utilizando diferentes materiales que van desde la piedra bola o cantos rodados, ligados con mortero de arena-cal o arena-cemento, hasta planchas de concreto hidráulico prefabricadas o fundidas en el lugar.

Contra cunetas: estas se construyen transversales a la pendiente del terreno, las que interceptan el paso del agua y la alejan de los cortes y rellenos. Cuando el camino sigue la dirección de la misma pendiente del terreno no se deben construir contra cunetas.

En el caso de la carretera se optó por un diseño de cunetas que serán aplicadas en donde lo requiera el proyecto. El revestimiento de las cunetas será de mampostería de piedra y tendrá la forma como indique los planos de construcción, se debe hacer limpiezas periódicas antes y durante el invierno, para evitar daños de mayor magnitud a la carretera.

2.2.6.5 Drenaje transversal

Sirve para dar paso rápido al agua que no puede desviarse en otra forma y que tenga que cruzar de un lado a otro del camino.

En estas obras de drenaje se pueden usar tuberías, las cuales evacuan las aguas provenientes de cunetas y de cuencas definidas, y pueden ser

permanentes como los riachuelos o variables como las aguas de lluvia. Las tuberías que únicamente desaguan aguas de lluvia deben inspeccionarse con frecuencia, especialmente al inicio y durante el invierno.

El presente estudio contempla la ejecución de estructuras de drenaje transversal con diámetro de 30 pulgadas de tubería corrugada de acero, con su caja de entrada y cabezal de salida, según especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes (norma DGC). Las cuales están especificadas en planos.

2.2.7 Alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal es la proyección del centro de la línea de una obra vial sobre un plano horizontal. Sus elementos son tangentes y curvas horizontales. La posición de los puntos y elementos del proyecto geométrico, tanto en planta como en elevación, está ligada a los datos geodésicos del banco de marca más cercano a la nueva obra.

Las tangentes del alineamiento horizontal tienen longitud y dirección; la longitud es la distancia existente entre el fin de la curva horizontal anterior y el principio de la curva siguiente, la dirección es el rumbo o azimut del caminamiento.

La longitud mínima de una tangente horizontal es aquella que se requiere para cambiar en forma conveniente la curvatura, la pendiente transversal y el ancho de la corona. En teoría, la longitud máxima puede ser indefinida, por ejemplo, en las zonas muy llanas; sin embargo, estas regiones se limitan a 15 km por razones de seguridad, ya que las longitudes mayores causan somnolencia y dañan los ojos de los operadores.

Dos tangentes consecutivas del alineamiento horizontal se cruzan en un punto de inflexión (PI), formando entre sí un ángulo de deflexión (Δ), que está constituido por la continuación de la tangente de entrada hacia delante del PI y la tangente de salida.

2.2.7.1 Curvas horizontales

En general, para cambiar la dirección de un vehículo de una tangente horizontal a otra, se requieren curvas cuya longitud sea proporcional a la variación de la aceleración centrípeta, con las cuales la aceleración centrípeta de los vehículos varíe de cero a un máximo hacia el centro y, luego disminuya a cero al llegar a la tangente posterior.

Para dar seguridad y economía a la operación del tránsito, se han introducido factores limitantes en los métodos de diseño del alineamiento horizontal, como el radio mínimo de curva o grado máximo de curva, la tasa de sobreelevación máxima o peralte máximo, los factores de fricción y las longitudes de transición mínima cuando se pasa de una tangente a una curva.

Grado de curvatura (G_c): el grado de curvatura es el ángulo subtendido por un arco de 20 metros. Dado que un ángulo de 360° subtende un arco de $2\pi r$, entonces el ángulo subtendido por un arco de 20 metros es:

$$\frac{360}{2 * \pi * R} = \frac{G_c}{20} \quad \rightarrow \quad G_c = \frac{1145,9156}{R}$$

El grado máximo de curvatura que puede tener una curva, es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva con sobre elevación máxima a la velocidad del proyecto.

Longitud de curva (L_c): es la distancia desde el PC hasta el PT, medida a lo largo de la curva, según la definición por arco de 20 m.

$$\frac{L_c}{2 * \pi * R} = \frac{\Delta}{360} \rightarrow L_c = \frac{2 * \pi * R * \Delta}{360} \rightarrow L_c = 20 \frac{\Delta}{G_c}$$

Subtangente (S_t): es la distancia entre el PI y el PC o PT, medida sobre la prolongación de las tangentes.

$$S_T = R * \left(\operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} \right)$$

External (E): es la distancia mínima entre el PI y la curva.

$$E = R * \frac{(1 - \cos \frac{\Delta}{2})}{\cos \frac{\Delta}{2}}$$

Ordenada media (O_m): es la distancia radial entre el punto medio de la cuerda principal y el punto medio de la curva.

$$O_m = R * \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2} \right)$$

Cuerda máxima (C_m): es la distancia en línea recta desde el PC al PT.

$$C_m = 2 * R * \left(\operatorname{sen} \frac{\Delta}{2} \right)$$

Los estacionamientos se calculan con base en las distancias entre los PI de localización, se calcula una estación para cada PI, se resta la estación del PI menos la subtangente, se ubicará el principio de la curva (PC); al sumar el PC, más la longitud de la curva, se ubicará el principio de tangente (PT) final de la curva.

A continuación se muestra la utilización de estas fórmulas mediante la resolución de un ejemplo, el cual está basado en el cálculo real de un tramo a mejorar por medio del diseño geométrico.

- Curva circular para el $P_c = 0 + 058,05$ m (principio de curva) y siendo la primera curva del inicio del tramo:

$$\Delta = 336^\circ 18' 00'' - 330^\circ 04' 09'' = 06^\circ 13' 51''$$

$$G_c = \frac{1\ 145,9156}{18,00} = 63,66$$

$$L_c = \frac{20,00 * 06^\circ 13' 51''}{63,66} = 1,96 \text{ m}$$

$$S_T = 18,00 * \tan\left(\frac{06^\circ 13' 51''}{2}\right) = 0,98 \text{ m}$$

$$C_m = 2 * 18,00 * \sin\left(\frac{06^\circ 13' 51''}{2}\right) = 1,96 \text{ m}$$

$$O_m = 18,00 * \left(1 - \cos\left(\frac{06^\circ 13' 51''}{2}\right)\right) = 0,03 \text{ m}$$

$$E = 18,00 * \frac{1 - \cos\left(\frac{06^{\circ}13'51''}{2}\right)}{\cos\left(\frac{06^{\circ}13'51''}{2}\right)} = 0,03 \text{ m}$$

De este análisis geométrico se obtiene entonces:

$$PC = 0 + 058,05$$

$$PT = 0 + 058,05 + 1,96 = 0 + 060,01 \text{ m}$$

2.2.7.2 Peralte

El peralte o sobreelevación, e, siempre se necesita cuando un vehículo viaja en una curva cerrada a una velocidad determinada, para contrarrestar las fuerzas centrífugas y el efecto adverso de la fricción que se produce entre la llanta y el pavimento.

En curvas con radios de gran amplitud este efecto puede ser desestimado. De acuerdo con la experimentación, se ha demostrado que una tasa de sobreelevación de 0,12 no debe ser excedida. Donde se limite la velocidad permisible por la congestión del tránsito o el extenso desarrollo marginal a lo largo de la carretera, la tasa de sobreelevación no debe exceder entre 4 y 6 por ciento. Dado que las condiciones meteorológicas y topográficas imponen condiciones particulares en los diseños, se recomienda para diseño los siguientes factores de sobreelevación para diferentes tipos de áreas donde se localicen las carreteras.

Tabla XXII. Tasa de sobreelevación por tipo de terreno

Tasa de Sobreelevación, "e" en (%)	Tipo de Area
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	Suburbana
4	Urbana

Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales, SIECA. Pág. 4-36.

2.2.7.3 Distribución de “e” y “ f ”

Los métodos que se utilizan para la distribución de la sobreelevación o peralte (e) y el factor de fricción lateral (f) para contrarrestar la fuerza centrífuga en curvas con una determinada velocidad de diseño, se enumeran a continuación:

1. Existe una relación proporcional directa entre “e” y “ f ” y el inverso del radio de la curva horizontal.
2. Las fuerzas centrífugas que actúan sobre el vehículo que viaja en curvas a la velocidad de diseño, se contrarrestan en proporción directa al factor de fricción, hasta que éste alcanza su valor máximo. En curvas cerradas el factor de fricción se mantiene a su máximo y la sobreelevación se aplica en su desarrollo hasta alcanzar el $e_{m\acute{a}x}$.

3. Las fuerzas centrífugas se contrarrestan en proporción directa al desarrollo de la sobreelevación hasta alcanzar su máximo, cuando el vehículo viaja en curvas a la velocidad de diseño. En curvas de ángulo pequeño el peralte se mantiene a su máximo y el factor de fricción lateral se incrementa en proporción directa al desarrollo de la curva hasta alcanzar su valor máximo.
4. Se mantiene una relación curvilínea entre “e” y “ f ” y el radio de la curva, que asemeja una forma parabólica asimétrica, con valores localizados entre los métodos 1 y 3.

Tabla XXIII. Valores máximos típicos para “e” y “ f ”

País	e	f	Velocidad de Diseño km/h	Tipo de Carreteras
Gran Bretaña	0,06	0,15	100	Especiales
	0,07	0,10	120	Autopistas
Estados Unidos	0,08	0,14	80	Rurales
	0,12	0,10	110	Rurales
Alemania	0,06	0,04	160	Autopistas - Terreno plano
		0,10	100	Autopistas - Terreno montañoso
Malasia	0,10	0,15	95	Camino Rural
Honduras	0,04	0,18	30	Rurales
	0,10	0,13	100	Autopistas suburbanas
El Salvador	0,40	0,17	30	Urbanas y Rurales
	0,10	0,11	110	Autopistas Suburbanas y Rurales

Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SIECA. Pág. 4-35.

La ecuación típica para determinar el peralte, e, es la siguiente:

$$e = 0,007865 \frac{V^2}{R} - f$$

Basándose en la ecuación anterior, la velocidad de diseño de la carretera, el radio de curva usado con dicha velocidad de diseño y el valor típico f a nivel regional de la tabla anterior, se determina para la siguiente curva con radio de 18,00 metros, el peralte para de diseño de la carretera:

- Para curvas con radio de 18,00 m

$$e = 0,007865 \frac{20^2}{18} - 0,17 \approx 0,00 \text{ m}$$

Por tanto, se determina que no es necesario usar curvas peraltadas por la baja velocidad de diseño.

2.2.7.4 Sobre anchos en curvas

Cuando un vehículo circula en curvas del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una recta y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril por lo que se hace necesario proporcionar un ancho adicional a la corona respecto al ancho en recta.

Para establecer el sobreecho en curvas deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. En curvas circulares sin transición, el sobreecho total debe aplicarse en la parte interior de la calzada. El borde externo y la línea central deben mantenerse como arcos concéntricos.

2. Cuando existen curvas de transición, el sobree ancho se divide igualmente entre el borde interno y externo de la curva, aunque también se puede aplicar totalmente en la parte interna de la calzada. En ambos casos, la marca de la línea central debe colocarse entre los bordes de la sección de la carretera ensanchada.
3. El ancho extra debe efectuarse sobre la longitud total de transición y siempre debe desarrollarse en proporción uniforme, nunca abruptamente para asegurarse que todo el ancho de los carriles modificados sean efectivamente utilizados. Los cambios en el ancho normalmente pueden efectuarse en longitudes comprendidas entre 30 y 60 m.
4. Los bordes del pavimento siempre deben tener un desarrollo suave y curvado atractivamente, para inducir su uso por el conductor.
5. Los sobree anchos deben llevar controles minuciosos durante el proceso de construcción de la carretera, o alternativamente, dejar los detalles finales al ingeniero residente de campo.

Una de las expresiones empíricas más utilizadas para calcular el sobree ancho en las curvas horizontales es la siguiente:

$$S = n * (R - \sqrt{R^2 - L^2}) + 0,10 \frac{V}{\sqrt{R}}$$

Donde:

S = valor sobreebancho en metros

n = número de carriles de la superficie de rodamiento

L = longitud entre el eje frontal y eje posterior del vehículo de diseño en metros

R = radio de curvatura en metros

V = velocidad de diseño de la carretera en kilómetros por hora

En la selección del sobreebancho en curvas se debe tomar en consideración lo siguiente:

- Sobreebanchos menores de 0,60 m. no son necesarios en las curvas.
- Los sobreebanchos calculados que se muestran en la tabla XXIV son para carreteras de dos carriles.
- En carreteras de tres carriles los sobreebanchos mostrados en la tabla XXIV, deben multiplicarse por un factor de 1,50 y en carreteras de cuatro carriles multiplicar las cifras por 2,00.
- La longitud L de la fórmula es igual a 8,00 m. (algunos países toman 7,30, distancia entre ejes promedio de un camión C2).
- Los sobreebanchos calculados por esta fórmula arrojan valores mayores que los de las tablas de la A.A.S.H.T.O., mostrados en la tabla XXIV, por lo que deben tomarse como provisto de un margen de seguridad.
- Para caminos con un ancho de 5,50 metros donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que el sobreebancho sea 0,00 m.

Tomando en cuenta las consideraciones de sobreebancho en las carreteras y el bajo volumen de tránsito, se determinó innecesaria la colocación de sobreebancho en el diseño.

Tabla XXIV. Sobrancho en curvas de carreteras de dos carriles

Ancho Calzada	7.2metros							6.6 metros							6.0 metros							
Radio de Curva	Velocidad de diseño (Km/h)							Velocidad de diseño (Km/h)							Velocidad de diseño (Km/h)							
(m)	50	60	70	80	90	100	110	50	60	70	80	90	100	110	50	60	70	80	90	100	110	
1500	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6	
1000	0	0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	
750	0	0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	
500	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1	
400	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5		0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1			
300	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5			0.6	0.7	0.7	0.8	0.8			0.9	1.0	1.0	1.1				
250	0.4	0.5	0.5	0.6				0.7	0.8	0.8	0.9				1.0	1.1	1.1	1.2				
200	0.6	0.7	0.8					0.9	1.0	1.1					1.2	1.3	1.3	1.4				
150	0.7	0.8						1.0	1.1						1.3	1.4						
140	0.7	0.8						1.0	1.1						1.3	1.4						
130	0.7	0.8						1.0	1.1						1.3	1.4						
120	0.7	0.8						1.0	1.1						1.3	1.4						
110	0.7							1.0							1.3							
100	0.8							1.1							1.4							
90	0.8							1.1							1.4							
80	1							1.3							1.6							
70	1.1							1.4							1.7							

Fuente: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, 1 994, pág. 217.

2.2.8 Alineamiento vertical

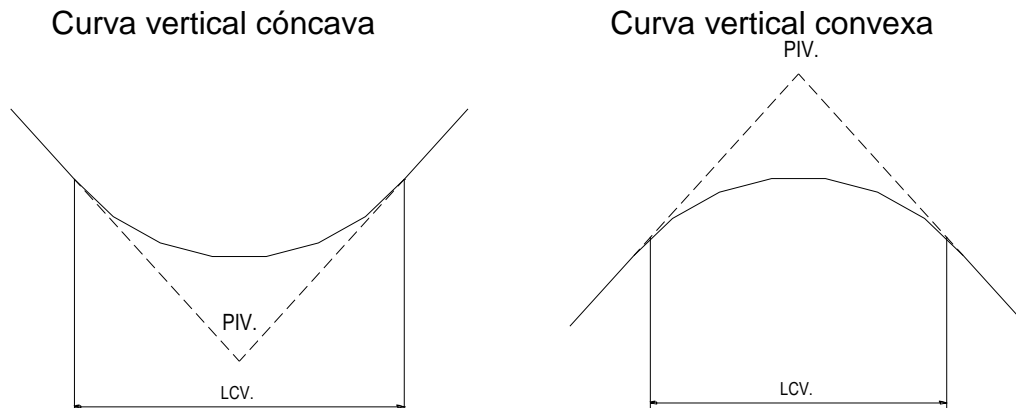
Es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subrasante. Al eje de la subrasante en alineamiento vertical se le llama línea de subrasante. Los elementos que componen el alineamiento vertical son: las tangentes y curvas verticales.

Las tangentes verticales están definidas por su longitud y su pendiente (la longitud de cualquier tramo del proyecto geométrico es la distancia horizontal entre sus extremos). La prolongación hacia delante de una tangente y la prolongación hacia atrás de la tangente siguiente se cortan en un punto de inflexión vertical (PIV), cuyos elementos son cadenamiento y elevación.

2.2.8.1 Curvas verticales

El paso de una tangente vertical a otra se realiza por medio de las curvas verticales, cuya característica principal es que la componente horizontal de la velocidad de los vehículos es constante a través de ella. La finalidad es proporcionar suavidad al cambio de una pendiente a otra. Estas curvas pueden ser circulares, parabólicas simples, parabólicas cúbicas, etc. La parabólica simple es la que más se utiliza debido a la facilidad de su cálculo y a su gran adaptación y pueden ser de dos tipos: cóncava y convexa, como se muestra en la figura 15.

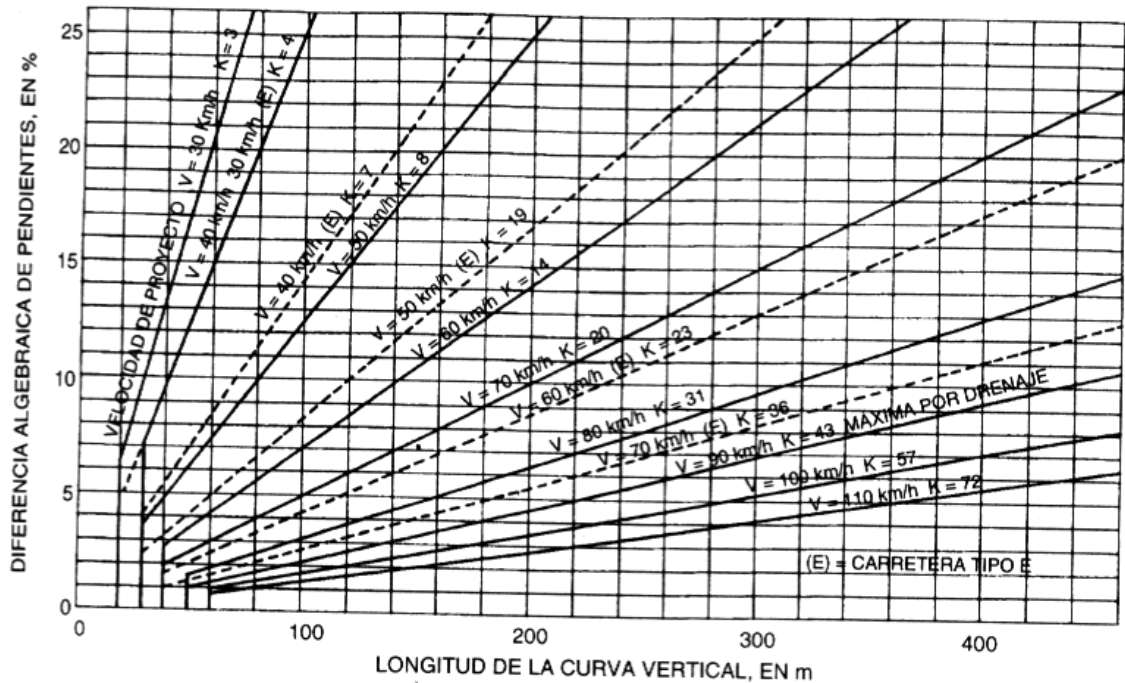
Figura 15. Tipos de curvas verticales



En el diseño de carreteras para áreas rurales, se ha normalizado entre los diseñadores, usar como longitud de curva vertical igual a la velocidad de diseño. Lo anterior reduce considerablemente los costos del proyecto, ya que las curvas amplias conllevan grandes movimientos de tierra. La longitud de las curvas verticales debe garantizar el drenaje, tener buena apariencia y proporcionar comodidad al usuario.

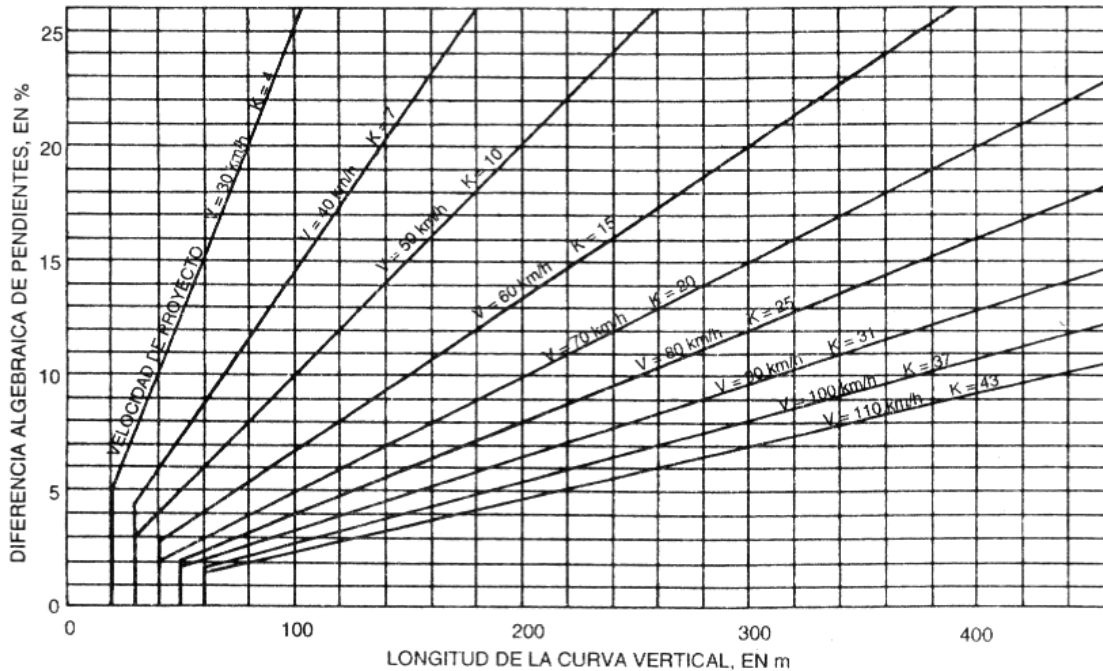
Para realizar el cálculo de las longitudes de curva vertical, el manual centroamericano de normas para diseño geométrico de carreteras regionales proporciona las siguientes gráficas, que de manera sencilla devuelven las longitudes en metros de las curvas en cuestión, tanto para curvas cóncavas como convexas.

Figura 16. Gráfica para el cálculo de longitud mínima de curva vertical convexa



Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SEICA. Pág. 29.

Figura 17. Gráfica para el cálculo de longitud mínima de curva vertical cóncava



Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SEICA. Pág. 30.

La otra forma de calcular la longitud mínima de una curva vertical es mediante su parámetro de curvatura K, que equivale a la longitud de la curva en el plano horizontal, en metros, para cada 1% de variación en la pendiente, así:

$$LCV = k \times A$$

Donde:

LCV = longitud de curva vertical en metros

k = longitud de la curva vertical en el plano horizontal en metros

A = diferencia de pendientes en porcentaje

Los valores de k se han recopilado en la siguiente tabla:

Tabla XXV. Valores de “K” para visibilidad de parada

Velocidad de diseño K.P.H.	Valores de K según tipo de curva	
	Cóncava	Convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

A continuación se muestra la utilización de esta ecuación mediante la resolución de un ejemplo, el cual está basado en el cálculo real de una curva vertical del tramo a mejorar por medio del diseño geométrico.

$$LCV = 1 * (20,00 - 9,47) = 10,53\text{m}$$

Se optó por dejar una longitud de curva de 20,00 m para que se acomodara mejor a la topografía existente; por lo tanto:

$$K = \frac{20,00}{9,47 - 20,00} = 1,90$$

2.2.9 Tipo de carpeta de rodadura

Se le llama balasto al material que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera, con el objeto de protegerla y que sirva como superficie de rodadura. Se compone de un material bien graduado; es decir, que consta de material fino y grueso, con el objeto de protegerla y que sirva de superficie de rodadura, el cual debe cumplir con las condiciones siguientes:

- Debe ser de calidad uniforme y exenta de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial.
- El material balasto debe tener un peso unitario suelto no menor de 1 450 kg/m³, determinado por el método A.A.S.H.T.O. T19.
- El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa, y en ningún caso ser mayor de 10 centímetros.
- La capa de balasto a colocar no debe ser menor a 15 cm.
- La porción de balasto retenida en el tamiz No. 4 (4,75 mm), debe estar comprendida entre el 40% y 60% en peso.
- La porción de balasto que pase el tamiz No. 40 (0,425 mm) debe tener un límite líquido no mayor a 35 y un índice de plasticidad entre 5 y 11.
- La porción de balasto que pase el tamiz No. 200 (0,075 mm) no debe exceder de 15% en peso.

Se compactará la capa de balasto según sea el avance del tendido. El suelo de la sub-rasante en toda el área a reacondicionarse debe de humedecerse adecuadamente, antes de la compactación; el control de la humedad puede efectuarse secando el material, o con el método con carburo,

A.A.S.H.T.O. T217. El espesor de balasto deberá tener un mínimo de 0,15 metros ya compactado.

La actividad de colocación de la capa de balasto consiste en tender el material de préstamo aprobado. Incluye la obtención, explotación, acarreo, escarificación, colocación, homogenización o mezcla, conformación, humedecimiento, compactación y afinamiento de la superficie de rodadura incluyendo cunetas, de acuerdo a la sección típica definida.

Los posibles lugares presentados aquí, solo deberán tomarse como una referencia, pero se debe verificar lo más conveniente para el proyecto.

2.2.9.1 Capa de rodadura

Como superficie de rodadura, se colocará una capa de balasto de 15 cm de espesor, la que deberá compactarse a un 95%. En el proyecto se incluye un banco de balasto, ubicado a 16 km en la aldea Chojox del municipio de Santa María Cunén, departamento de Quiché.

2.2.10 Movimiento de tierras

El movimiento de tierras es la utilización o disposición de lo extraído en los cortes en la cantidad que pueden ser reutilizables, por ejemplo en la construcción de terraplenes; además se incluyen los materiales de préstamo o desperdicio que sean aptos para la conformación, compactación y el terminado del trabajo de terracería.

Se debe tomar en cuenta, que el movimiento de tierras se encuentra enlazado directamente con el diseño de subrasante de la carretera, incidiendo

así, en el costo de la misma. Por lo tanto, el movimiento de tierras deberá ser el más factible, desde el punto de vista económico, dependiendo de los requerimientos que el tipo de camino fije.

El movimiento de tierras es el corte, remoción, utilización, disposición de los materiales extraídos en los cortes, incluyendo el de préstamo y desperdicio; comprende también, la construcción de terraplenes, conformación, compactación, y acabado de todo el trabajo de terracería.

El movimiento de tierras depende directamente del diseño de la subrasante de la carretera e influye grandemente en el costo de la misma; puede variar de volúmenes de cientos de metros cúbicos a mover en terrenos planos, a miles de metros cúbicos en terrenos montañosos.

En la mayoría de los casos, el criterio técnico y el económico se encuentran en contradicción, pero en el caso presente, que se trata de un camino rural, ambos deben contribuir a la obtención del mejoramiento de la carretera que sea transitable en toda época del año, el cual será el objetivo que predominará sobre los anteriores.

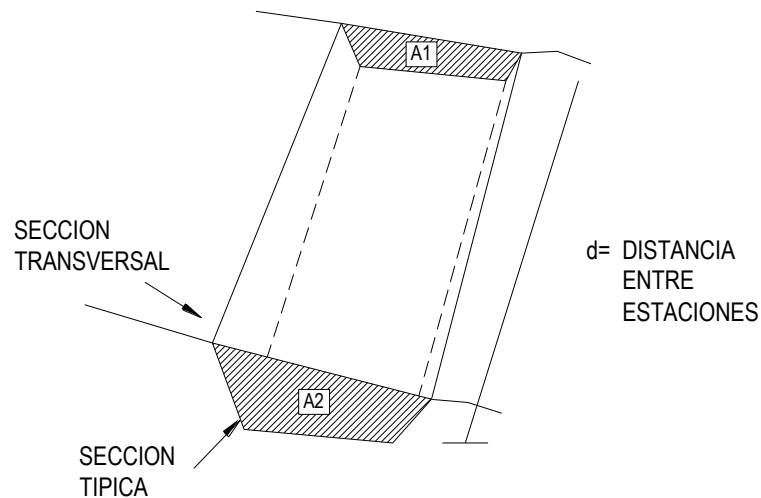
2.2.10.1 Volúmenes de tierra

Para cada sección de construcción se miden o se calculan las áreas de corte y relleno. Posteriormente, se calculan los volúmenes de corte y relleno entre dos secciones consecutivas, multiplicando el promedio de las áreas por la distancia entre las secciones; considerando los volúmenes de corte como positivos y los de relleno como negativos.

Como los materiales en corte no tienen el mismo peso volumétrico que tendrán en los rellenos, no pueden compararse con validez, y por ello los ingenieros en geotécnica calculan un factor de variación volumétrica para los diferentes materiales. Este factor consiste en la relación del peso volumétrico de un mismo material en el corte y el relleno.

Los volúmenes de corte ya calculados se multiplican por el factor de variación volumétrica, con lo que adquieren características volumétricas semejantes, realizando operaciones de suma o resta entre ellos.

Figura 18. Representación de corte y/o relleno



$$V = ((A_1 + A_2) / 2) \times d$$

Donde:

A_1 = área superior de la estación

A_2 = área inferior de la estación

d = distancia entre las dos áreas.

Cuando en una sección transversal existe área de corte y en la próxima exista área de relleno, o inversamente, es necesario, antes de calcular los volúmenes, determinar las distancias de paso.

La distancia de paso es la distancia comprendida entre la primera sección transversal y el punto donde teóricamente el área cambia de corte a relleno o viceversa. El cálculo de volúmenes en los casos en que exista distancia de paso, estará dado por el producto de la mitad del área por la distancia de paso.

El cálculo del movimiento de tierras se realiza después de que se tiene la subrasante final, ya que ésta determinará la cantidad de material que se moverá. Para el presente proyecto, los cálculos se llevaron a cabo con el uso del programa AutoCAD Civil 3D Land Desktop 2 009.

2.2.11 Elaboración de planos

El diseño de los planos debe cumplir con todos los requisitos de diseño geométrico y estructural mencionados anteriormente, además de contar con detalles constructivos y especificaciones técnicas determinadas para el proyecto.

Los planos se encuentran en el apéndice.

2.2.12 Elaboración de presupuesto

Este se elaboró con base en precios unitarios, los salarios de mano de obra, con referencia a los cotizados por la municipalidad, los materiales se cotizaron en el área de Quiché, en cuanto a maquinaria y equipo se tomó como referencia los que se cotizan en la cabecera de Quiché.

Tabla XXVI. Presupuesto integrado, mejoramiento de la carretera

CUADRO RESUMEN

PROYECTO: Mejoramiento de la carretera hacia el caserío Pacamón
LUGAR: Caserío Pacamón
MUNICIPIO: Sacapulas
DEPARTAMENTO: Quiché



No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
1	PRELIMINARES				
1,1	Replanteo Topográfico	ml	1 183,15	Q 4,12	Q 4 874,73
1,2	Trazo y estaqueado	ml	1 183,15	Q 2,10	Q 2 485,24
1,3	Limpia, chapeo y destronque	ml	1 183,15	Q 3,34	Q 3 955,74
2	MOVIMIENTO DE TIERRA				
2,1	Corte	m ³	15 610,59	Q 10,91	Q 170 270,09
2,2	Relleno	m ³	2 810,06	Q 41,73	Q 117 255,60
3	CONFORMACION				
3,1	Conformación de la sub-base	m ²	6 507,35	Q 19,88	Q 129 384,91
4	BALASTO				
4,1	Colocación y compra de balasto	m ³	673,70	Q 296,65	Q 199 856,26
5	CARRILERAS				
5,1	Carrileras de empedrado	m ³	585,06	Q 649,53	Q 380 406,59
6	DRENAJE TRANSVERSAL				
6,1	Drenaje transversal	Unidad	11,00	Q 6 174,71	Q 67 921,84
7	CUNETA				
7,1	Cuneta mampostería de piedra	ml	591,75	Q 75,02	Q 44 392,75
TOTAL DEL PROYECTO					Q 1 120 803,75

El costo del proyecto asciende a la cantidad de **UN MILLÓN CIENTO VEINTE MIL OCHOCIENTOS TRES QUETZALES CON SETENTA Y CINCO CENTAVOS**, con una tasa de cambio de Q7,90 por US\$1,00 por lo que el costo del proyecto equivalente en dólares es: US\$141 873,89 (ciento cuarenta y un mil ochocientos setenta y tres dólares con ochenta y nueve centavos).

A continuación se presenta la integración de precios unitarios de uno de los renglones de trabajo del presupuesto:

Tabla XXVII. Cuadro característico para integración de costos

No. RENGLON		5,1 Carrileras de empedrado		INTEGRACION DE PRECIOS UNITARIOS		
PROYECTO:		Mejoramiento de la carretera hacia el caserío Pacamón				
LUGAR:		Caserío Pacamón				
MUNICIPIO:		Sacapulas				
DEPARTAMENTO:		Quiché				
				Fecha:	25/05/2010	
				Unidad:	m ³	
OBRAS DE ARTE				Cantidad Integrada:	585,06	
Materiales y Herramienta						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	
Cemento		Saco	3 475,00	Q 62,00	Q 215 450,00	
Arena		m ³	193,00	Q 90,00	Q 17 370,00	
Piedra bola		m ³	392,00	Q 120,00	Q 47 040,00	
					SUB TOTAL CON IVA	Q 279 860,00
					TOTAL MATERIALES SIN IVA (12%)	Q 246 276,80
Mano de obra						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	
Colocación de empedrado		m ³	585,66	Q 5,50	Q 3 221,13	
					Sub Total Mano de Obra	Q 3 221,13
					Factor ayudante 30%	Q 966,34
					Prestaciones 35%	Q 1 127,40
					Total Mano de Obra	Q 5 314,86
				Costo Directo	Q 251 591,66	
Costos Indirecto				35%	Q 88 057,08	
					Sub-Total Directos e Indirectos	Q 339 648,74
					IVA (12%)	Q 40 757,85
					GRAN TOTAL	Q 380 406,59
PRECIO UNITARIO		m ³		Q	649,53	

CONCLUSIONES

1. Las características topográficas del lugar y los nacimientos de agua que se encuentran en uno de los puntos más bajos de la población, hacen que el sistema de introducción de agua potable sea por bombeo, siendo esta la opción más factible para satisfacer las necesidades de la población.
2. El sistema de agua potable tiene una longitud total de 3 652,06 metros con diferentes diámetros que oscilan entre $\frac{3}{4}$ " y 2" en general y tipo de tubería PVC de 250 y 160 psi y tubería HG. Se estimó que el costo total de este proyecto será de Q 778 004,52. La población beneficiaria actual es de 254 habitantes y de 454 habitantes a futuro.
3. El aforo de los nacimientos no es suficiente para cubrir las variaciones a futuro, por lo que la red de distribución se realizó en dos sectores para satisfacer la demanda de la población al final del período de diseño.
4. El proyecto de abastecimiento de agua potable no presenta impactos ambientales adversos de gran magnitud que pudieran poner en riesgo la salud de las personas o del medio ambiente, sino por el contrario, se espera satisfacer una demanda de primera necesidad y de calidad a la población de la comunidad.

5. El mejoramiento de la carretera hacia el caserío Pacamón tiene una longitud total de 1 183,15 metros y se prevé que tendrá un costo total de Q 1 120 803,75 y un costo unitario de Q 947,30 por metro lineal. El mejoramiento consiste en la colocación de material balasto con un espesor de 15 centímetros ya compactado y carrileras de mampostería cuando la pendiente sea mayor de 14%.
6. El mejoramiento de la carretera para el caserío Pacamón beneficiará directamente a 72 habitantes e indirectamente a los habitantes y comerciantes aledaños al caserío, ya que facilitará el traslado de los productos y la comunicación con el casco urbano.
7. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, el estudiante de Ingeniería Civil tiene la capacidad de aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica y enriquecer la vivencia personal y directa con las personas en la resolución de problemas reales presentados en las distintas comunidades del país.

RECOMENDACIONES

1. Buscar apoyo para poder subsidiar el servicio de agua potable, ya que por ser un sistema de bombeo hace que se presenten pérdidas, pues la tarifa propuesta es demasiada alta para los pobladores.
2. El mantenimiento de ambos sistemas será el adecuado, siempre y cuando se contrate los servicios de una persona que ejerza como fontanero o como guardián para cada proyecto respectivamente, quien devengará un salario mensual, el cual se recolectará de la tarifa mensual que se cobrará por el servicio prestado.
3. Debe asegurarse la calidad del agua para que se encuentre exenta de patógenos y sustancias tóxicas para el consumo humano, mediante la realización de un adecuado proceso de desinfección.
4. Se debe hacer conciencia a la población beneficiada con respecto al uso racional y adecuado del servicio de agua potable, que garantice la dotación adecuada para toda la población.
5. Se debe fomentar entre la población beneficiada la utilización del agua potable solamente para uso personal y no para otros usos, tales como el riego.

6. Conservar las fuentes de agua dándoles la protección necesaria para evitar su contaminación por parte de los animales o personas, así mismo realizar aforos periódicamente, en especial durante el verano, por ser la época en que se registra menor caudal.
7. En carreteras y caminos es importante el mantenimiento rutinario y periódico de la superficie de rodadura, antes y después del invierno, de esa forma se logra alcanzar la vida útil del proyecto.
8. Al construir obras estructurales de drenaje en carreteras y obras de arte en sistemas de agua es necesario el mantenimiento y la protección de éstas, para que la eficiencia y funcionalidad con que fueron diseñadas no se altere, evitando así costos adicionales de reconstrucción.
9. Garantizar la supervisión técnica en la ejecución de ambos proyectos, a través de la oficina municipal de planificación, OMP, para que se cumplan con las especificaciones técnicas contenidas en los planos, para así obtener mayor eficiencia y calidad de ambos proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguilar Ruiz, Pedro. Apuntes sobre el curso de ingeniería Sanitaria 1. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2 007, 137 pp.
2. Armas Barrios, Oscar David. Diseño de introducción de agua potable de la aldea Rancho de Teja, del municipio de Sacapulas, El Quiché. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2 005, 106 pp.
3. Colindres Estrada, Marco Aurelio. Ampliación y mejoramiento del tramo carretero El Papayo-Nueva Bendición-Nuevo Todos Santos, municipio de Guanagazapa, departamento de Escuintla. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2 006, 107 pp.
4. Cutzal Muz, José Amner. Diseño del sistema de agua potable por bombeo para la colonia Romec y diseño del instituto de San José Chacayá, Sololá. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2 007, 206 pp.
5. Especificaciones Generales para construcción de Carreteras y Puentes. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, diciembre 2 000.
6. INFOM/UNEPAR. Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales. Guatemala, 1 997, 67 pp.
7. Instituto americano del concreto (ACI). **Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario**, 2 005, 495 pp.
8. Leclair, Raúl. Manual centroamericano de normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, 2ª edición. Guatemala: Secretaría de Integración Económica Centroamericana, 2 004, 322 pp.

9. Morales Estrada, Gabriel Estuardo. Ampliación y mejoramiento de la carretera de la aldea Cajón del Río e introducción y ampliación del sistema de agua potable, para la cabecera del municipio de Camotán, departamento de Chiquimula. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2 008, 143 pp.
10. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto**. 12ª Edición, Colombia: McGraw-Hill, 2 001, 738 pp.
11. Organización Panamericana de la Salud. Guía para el diseño de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua. Perú, 2 005, 13 pp.
12. Pérez Arriaga, Walter Roderico. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo del caserío Las Moritas, aldea Los Planes, municipio San Antonio la Paz, departamento de El Progreso. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2 006, 195 pp.
13. Raymundo Ceto, Pedro Hedy. Ampliación, mejoramiento apertura de brecha de carretera para la aldea Agua Tibia, e introducción de agua potable para caserío El Madrón, Chinique de Las Flores, El Quiché. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2 007, 141 pp.
14. Umul Tiguilá, Genaro Santiago. Diseño de dos sistemas de introducción de agua potable por gravedad y bombeo en la colonia María Tecún, aldea Argueta, Sololá y diseño de un camino rural en los caseríos La Ilusión y El Ascenso, cantón Chuiquel, Sololá. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2 007, 216 pp.

APÉNDICE

Tabla XXIX. Cálculo hidráulico

CALCULO HIDRAULICO: LINEA DE CONDUCCION Y DISTRIBUCION


DISEÑO HIDRAULICO CONDUCCION																				
TRAMO	E	P.O	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	Q _{dm} (l/s)	Q _{dm} Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Pérdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESION DINAMICA		PRESION ESTATICA	
			INICIAL	FINAL											INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
4	20	20	993,23	937,05	56,18	198,52	0,300	0,300	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	6,10	0,69	987,13	50,08	56,18			
14	20	20	947,89	937,05	10,84	153,04	0,100	0,100	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	0,62	0,23	947,27	10,22	10,84			
20	22	4	937,05	931,70	5,36	41,74	0,267	0,267	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	1,03	0,61	936,02	4,32	5,36			
2	4	4	1 002,70	993,23	9,47	28,73	0,070	0,070	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	0,06	0,16	1 002,64	9,41	9,47			
3	4	4	999,06	993,23	5,83	24,99	0,030	0,030	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	0,01	0,07	999,05	5,82	5,83			
5	4	4	995,21	993,23	1,98	8,06	0,070	0,070	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	0,02	0,16	995,19	1,96	1,98			
5,1	4	4	993,73	993,23	0,50	1,00	0,130	0,130	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	0,01	0,30	993,73	0,49	0,50			

DISEÑO HIDRAULICO DISTRIBUCION																								
TRAMO	E	P.O	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	No. Viviend as	Q _{dm} (l/s)	Q _{dm} (l/s)	Q _v (l/s)	Q _d Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Pérdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESION DINAMICA		PRESION ESTATICA	
			INICIAL	FINAL															INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
SECTOR 1																								
Ramal 1																								
40	53		1 127,00	1 094,15	32,84	315,37	54	5	9	0,741	0,256	0,424	0,741	1	1,195	PVC 160 psi	140	14,90	1,02	1 112,09	17,94	32,84		
53	57A		1 094,15	1 087,68	6,48	129,56	23	3	6	0,741	0,171	0,335	0,267	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	3,21	0,61	1 108,88	21,21	39,32		
										8	15													
Ramal 2																								
53	67A		1 094,15	1 047,43	46,72	188,33	33	6	11	0,741	0,313	0,474	0,474	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	13,51	1,09	1 098,58	51,15	79,57		
														Total Casas del sector 1										
SECTOR 2																								
Ramal 3																								
40	71		1 127,00	1 090,83	36,17	179,30	31	0	0	0,741	0,000	0,000	0,741	1	1,195	PVC 160 psi	140	8,48	1,02	1 118,52	27,69	36,17		
71	74A		1 090,83	1 082,14	8,69	59,96	11	1	2	0,741	0,074	0,150	0,344	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	2,37	0,79	1 116,14	34,01	44,86		
74	80		1 082,14	1 012,15	69,99	273,47	47	2	4	0,741	0,148	0,260	0,344	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	10,83	0,79	1 071,31	59,16	69,99		
80	85A		1 012,15	949,98	62,16	199,96	35	4	8	0,741	0,296	0,397	0,344	3/4	0,926	PVC 250 psi	140	7,92	0,79	1 004,23	54,25	62,16		
										7	14													
Ramal 4																								
71	93A		1 090,83	1 100,53	9,70	356,62	61	4	8	0,741	0,296	0,397	0,397	1	1,195	PVC 160 psi	140	5,31	0,55	1 113,20	12,67	24,46		
														Total Casas del sector 2										
														Total conexiones de los 2 sectores										


Continuación de cálculo hidráulico

DISEÑO HIDRAULICO LINEA DE IMPULSION																
TRAMO	COTA TERRENO		L DISEÑO (m)	Q Bombeo (l/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cie. de Tubería	Pérdidas por fricción (m)	Pérdidas por velocidad (m)	Pérdidas menores (m)	Diferencia de cotas (m)	Carga dinámica total (m)	V (m/s)	Potencia de la bomba (HP)	COTA PIEZOMETRICA	
	INICIAL	FINAL													INICIAL	FINAL
22	40	931,70	1 127,00		1,00	HG y PVC 250 y 160 psi	140	34,59	0,05	3,46	195,30	235,40	0,96	2,54	1 116,10	1 127,00

Figura 19. Análisis bacteriológico nacimiento Chuatzajón



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 004316

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 26 334		INF. No.A-306 311	
INTERESADO	<u>JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS (Carné No.200511855)</u>	PROYECTO:	<u>EPS "Diseño introducción de agua potable caserio Patulup segundo centro, Sacapulas, Quiché"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Caserío Patulup Segundo Centro</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-11-03; 16 h30 min.</u>
FUENTE:	<u>Nacimiento Chuatzajon</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-11-04; 16 h 00 Min</u>
MUNICIPIO:	<u>Sacapulas</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Quiché</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	CLORO RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	++++-	+++--
01,00 cm ³	+++++	++---	++
00,10 cm ³	+----	+	+
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		26	17


TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I, Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua, Guatemala, 2009 -11-11

Vo.Bo.


(Signature)

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC




(Signature)

Zenón Much Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio




FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 20. Análisis bacteriológico nacimiento Chuisac´kac 1



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 004318

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 26 334 INF. No.A-306 312

INTERESADO	JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS (Camé No.200511855)	PROYECTO:	EPS "Diseño introducción de agua potable caserio Patulup segundo centro, Sacapulas, Quiché"
MUESTRA RECOLECTADA POR	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Caserio Patulup Segundo Centro	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-11-03; 16 h30 min.
FUENTE:	Nacimiento Chulsac Kac I	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2009-11-04; 16 h 00 Min
MUNICIPIO:	Sacapulas	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Con refrigeración
DEPARTAMENTO:	Quiché	SABOR:	-----
SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	-----	ASPECTO:	Claro
CLORO RESIDUAL	-----	OLOR:	Inodora


INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
		TOTAL	FECAL 44.5 °C
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS – 35°C		
10,00 cm ³	+++++	++++-	+++--
01,00 cm ³	++++-	+++--	+
00,10 cm ³	++++-	+	+
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMEENES COLIFORMES/100cm³		33	14

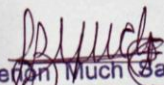
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.



Guatemala, 2009 -11-11



Vo.Bo.
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CI/USAC



Zetlan Much Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://ciil.usac.edu.gt>

Figura 21. Análisis físico-químico nacimiento Chuatzajón



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 004315

O.T. No. 26 334		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 23 895	
INTERESADO:	JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS (Carné No. 200511855)	PROYECTO:	EPS "Diseño de la introducción de agua potable para el caserío Patulup Segundo Centro, Sacapulas El Quiché"		
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	USAC-FACULTAD DE INGENIERIA		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Caserío Patulup Segundo Centro	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-11-03; 16 h 30 min.		
FUENTE:	Nacimiento Chuatzajon	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-11-04; 16 h 00 min.		
MUNICIPIO:	Sacapulas	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Quiché				
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	499,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,24 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	07,40 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,54	6. CLORUROS (Cl ⁻)	06,00	11. SOLIDOS TOTALES	276,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,02	12. SOLIDOS VOLÁTILES	07,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	01,98	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	00,00	13. SOLIDOS FIJOS	269,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,01	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,00
5. MANGANESO (Mn)	00,07	10. DUREZA TOTAL	268,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	264,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	316,00	316,00		
OTRAS DETERMINACIONES _____					
<p>OBSERVACIONES: Desde el punto de vista física el agua cumple con la norma. Desde el punto de vista de la calidad química Indicadores Químicos de Contaminación Amoníaco Sobrepasa el Límite Mínimo de Contaminación. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.</p> <p>TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.</p>					
Guatemala, 2009-11-11					
Vo.Bo.  Inga. Telma Matucela Cano Muralles DIRECTORA CII/USAC		 Zenón Much Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio			

Figura 22. Análisis físico-químico nacimiento Chuisac´kac 1



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 004317

ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO INF. No. 23 896

O.T. No. 26 334	ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 23 896
INTERESADO:	JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS (Carné No. 200511855)		PROYECTO: EPS "Diseño de la introducción de agua potable para el caserío Patulup, Sacapulas El Quiché"
RECOLECTADA POR:	Interesado		DEPENDENCIA: USAC-FACULTAD DE INGENIERIA
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Caserio Patulup Segundo Centro		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: 2009-11-03, 16 h 30 min.
FUENTE:	Nacimiento Chuisac Kac I		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: 2009-11-04, 16 h 00 min.
MUNICIPIO:	Sacapulas		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: Sin refrigeración
DEPARTAMENTO:	Quiché		

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 481,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD: 00,23 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH): 08,20 unidades	

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,62	6. CLORUROS (Cl ⁻)	06,50	11. SOLIDOS TOTALES	266,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,21	12. SOLIDOS VOLÁTILES	06,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	02,20	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	260,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,01	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,00
5. MANGANESO (Mn)	00,081	10. DUREZA TOTAL	260,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	255,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)

HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	28,00	278,00	306,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista física el agua cumple con la norma. Desde el punto de vista de la calidad química Indicadores Químicos de Contaminación AMONIACO sobrepasa el límite mínimo de contaminación. 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. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 810 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-11-11

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Ceno Morales
DIRECTORA CIRA/SAC



Zelton Mucil Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cil.usac.edu.gt>

Figura 23. Resultado ensayo de razón soporte California (C.B.R.)

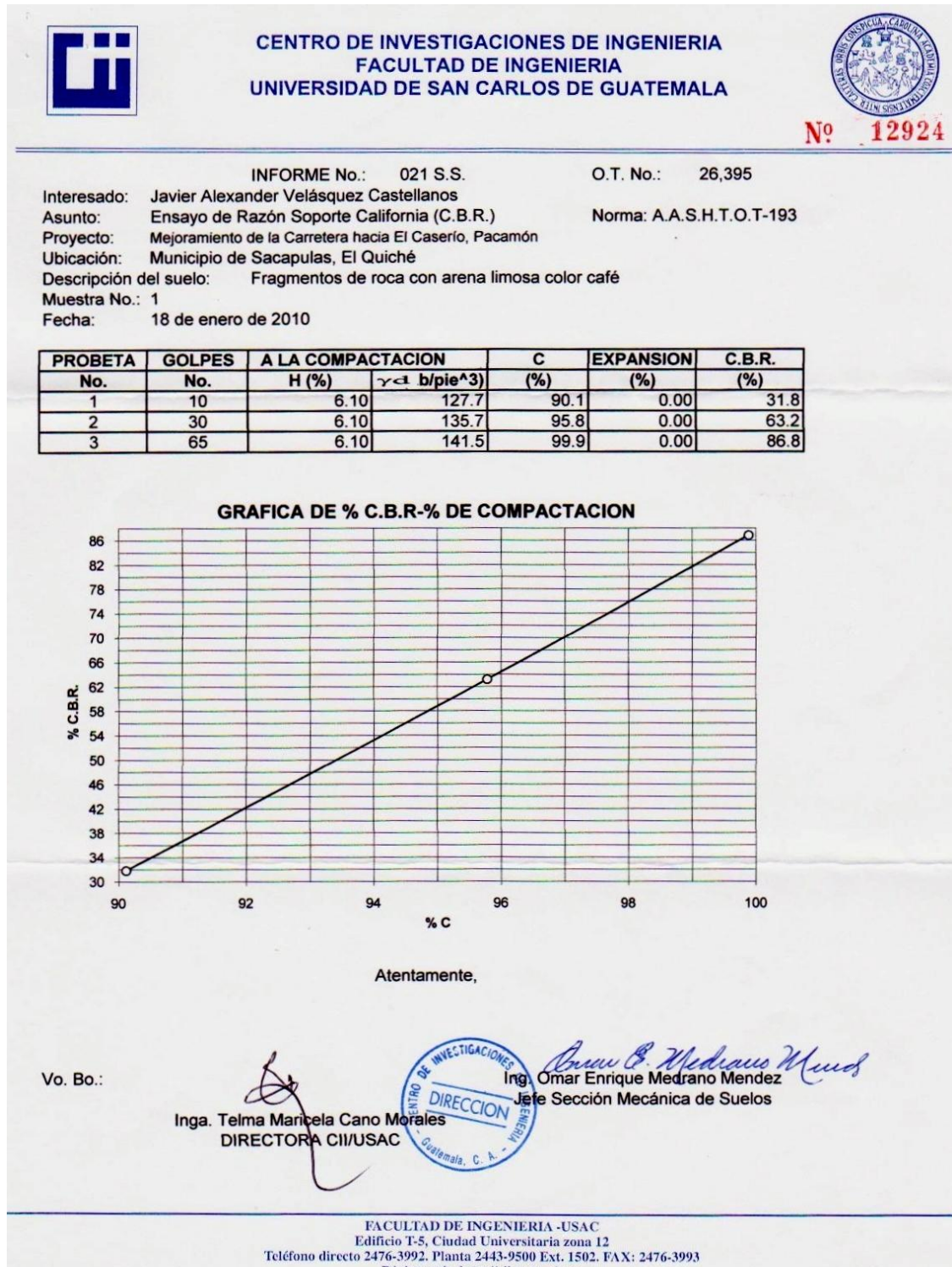


Figura 24. Resultado ensayo de análisis granulométrico

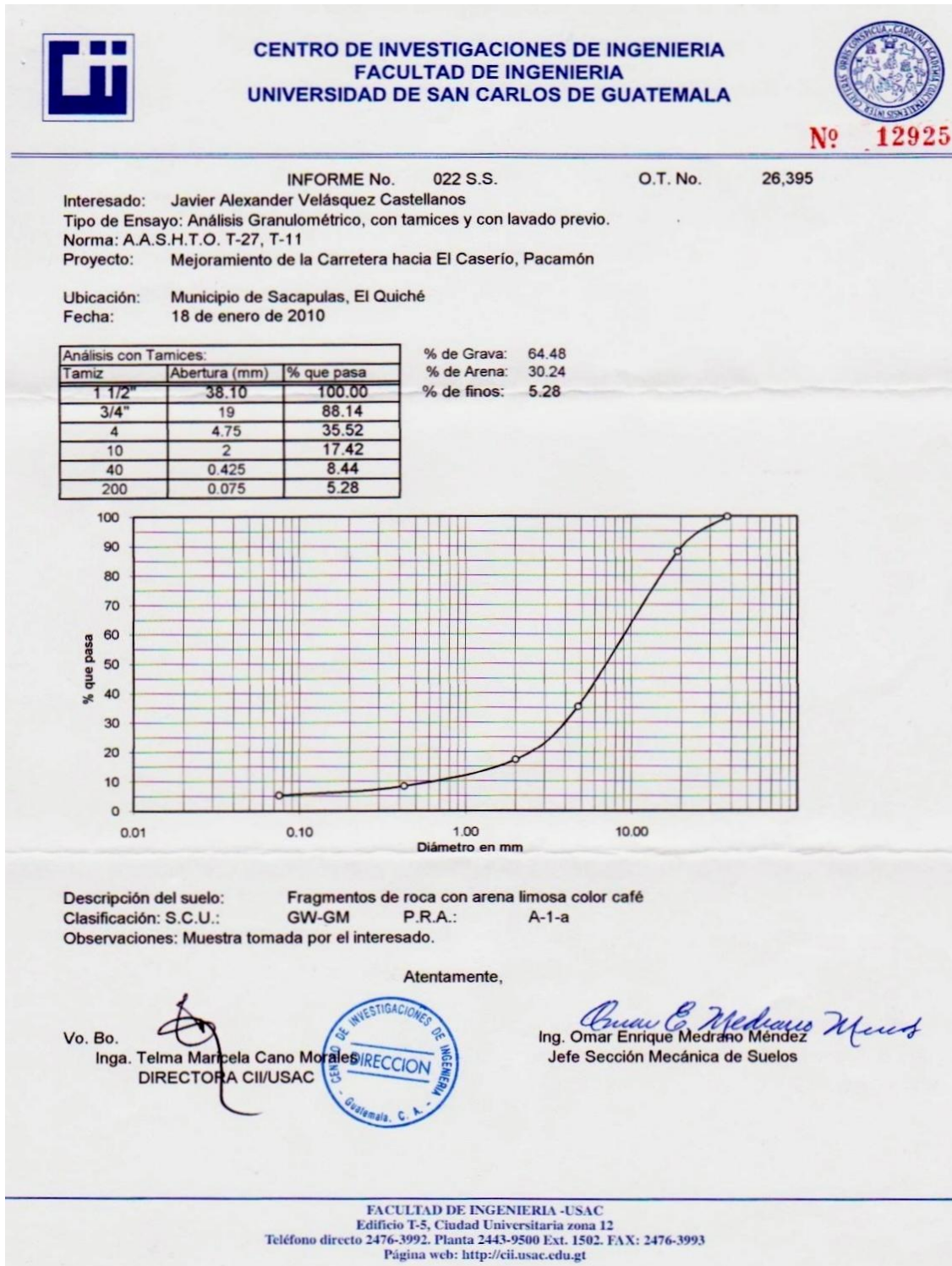




Figura 25. Resultado ensayo de límites de Atterberg



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 12892

INFORME No. 023 S. S. O.T.: 26,395

Interesado: Javier Alexander Velásquez Castellanos
 Proyecto: Mejoramiento de la Carretera hacia El Caserío, Pacamón
 Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Municipio de Sacapulas, El Quiché
 FECHA: 18 de enero de 2010

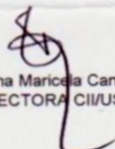
RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0.0	0.0	ML	Fragmentos de roca con arena limosa color café


(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

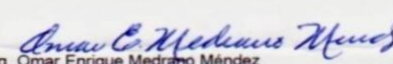
Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo. 

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC





Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 26. Resultado ensayo de peso unitario seco



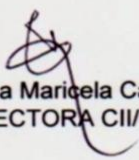
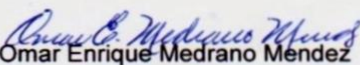

	CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		Nº 12891
INFORME No.:	024 S. S.	O.T.: 26,395
INTERESADO:	Javier Alexander Velásquez Castellanos	
PROYECTO:	Mejoramiento de la Carretera hacia El Caserío, Pacamón	
ASUNTO:	ENSAYO DE PESO UNITARIO SUELTO (P.U.S.)	
Norma:	A.A.S.T.H.O T-19	
UBICACIÓN:	Municipio de Sacapulas, El Quiché	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	Fragmentos de roca con arena limosa color café	
FECHA:	18 de enero de 2010	
<u>RESULTADO DEL ENSAYO:</u>		
P.U.S.=	1,746 kg/m ³	
OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.		
Atentamente,		
Vo. Bo.		
Inga. Telma Maricela Cano Morales		Ing. Omar Enrique Medrano Méndez Jefe Sección Mecánica de Suelos
FACULTAD DE INGENIERIA -USAC Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12 Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993 Página web: http://cii.usac.edu.gt		

Figura 27. Resultado de ensayo de compactación (Proctor modificado)

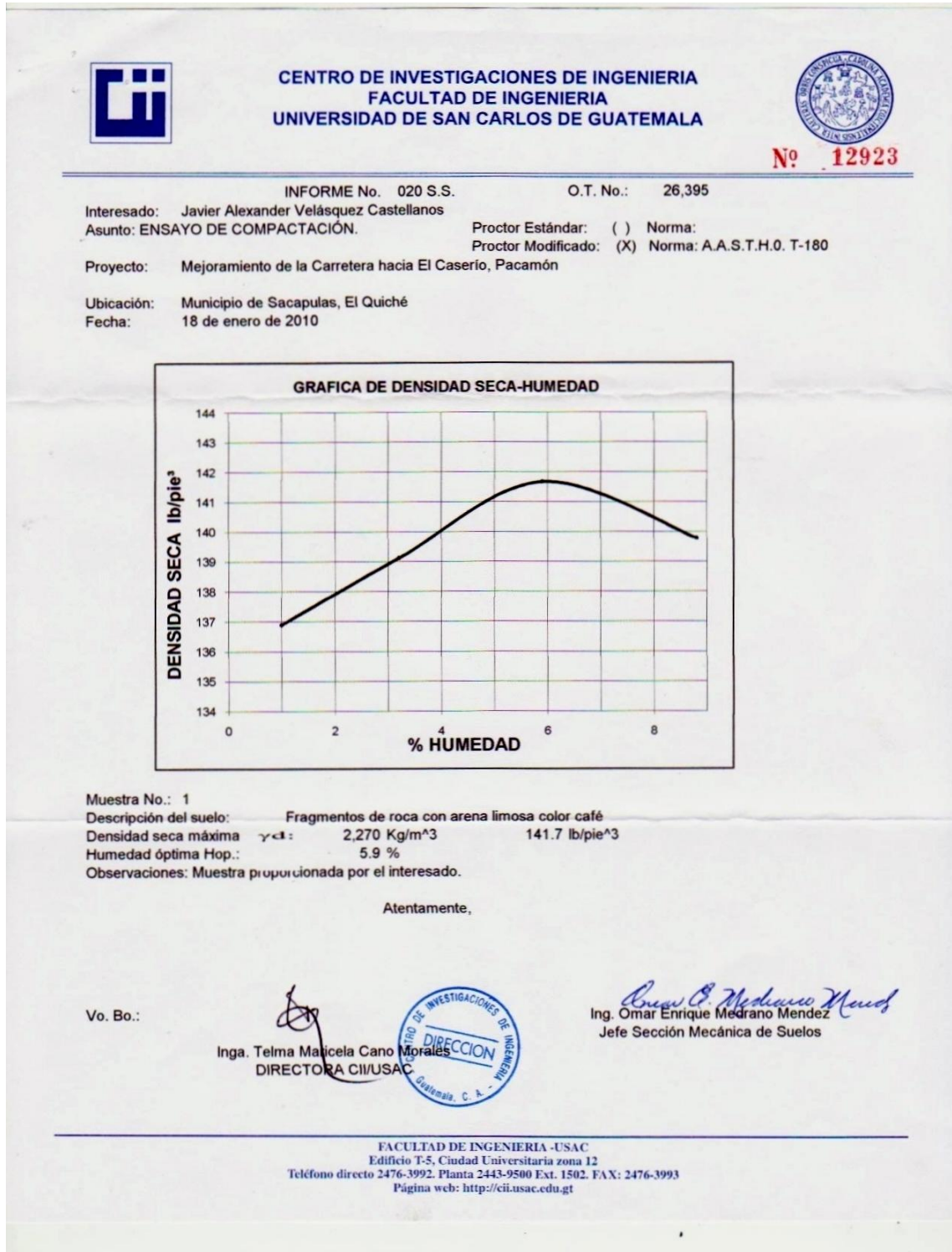


Figura 28. Miembros del caserío Patulup Segundo Centro que colaboraron con el levantamiento topográfico



Figura 29. Topografía del camino que conduce hacia el caserío Pacamón



PLANOS DE LOS PROYECTO

PROYECTO: Diseño de la introducción de agua potable
 COMUNIDAD: Casa y Finca Sagapil Centro
 DEPARTAMENTO: El Quiché

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO: LINEAR

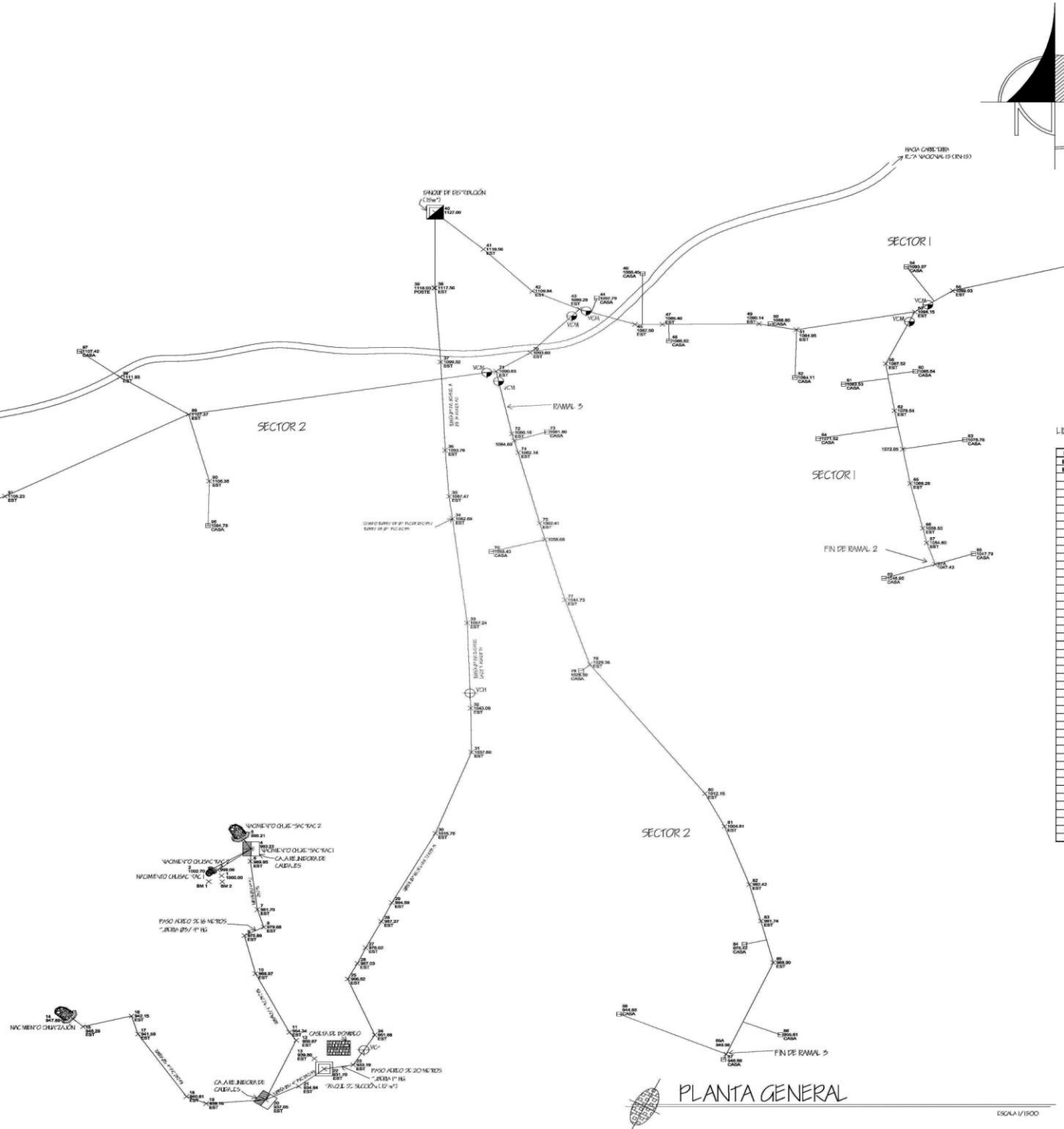
DATOS DE DISEÑO UTILIZADOS	
AÑO DE DISEÑO	2009
INSTITUCIÓN	Municipalidad de Sagapil
NÚMERO DE VIVIENDAS ACTUALES	254 habitantes
NÚMERO DE VIVIENDAS ACTUALES	25
PERÍODO DE LA POBLACIÓN	0 sub/ semana
PERÍODO DE DISEÑO	30 años
USO DE ORDENAMIENTO GEOMÉTRICO	1:2000
POBLACIÓN FUTURA	425 habitantes
NÚMERO DE VIVIENDAS FUTURAS	49
AÑO PERÍODO DE DISEÑO	2039
POBLACIÓN OPTIMIZADA EN LA POBLACIÓN	60 V. sub/ año
TIPO DE CONDUCCIÓN	Presal
CAPITAL DE APROX. LINEAL 2009	0.70 V/m
CAPITAL MEDIO TERMO	0.75 V/m
FACTOR DE PUNTO A BARRIO	3.0
CAPITAL DE PUNTO A BARRIO	0.267 V/m
FACTOR DE HORA A BARRIO	2.50
CAPITAL DE HORA A BARRIO	0.44 V/m
CAPITAL DE BOMBEO	0.55 V/m
TIEMPO DE BOMBEO	2 min
VOLUMEN TANQUE DE SUCCIÓN	2 m ³
VOLUMEN TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	5 m ³
PERCENTAJE DE ALMACENAMIENTO	55% del Canal nuevo

NOMENCLATURA

79	INICA # DE ESTACIÓN
102B.50	COTA
CASA	ESTACIÓN Y/O CASA

DIVISIÓN DE SECTORES

SECTOR 1	RAMAL I	EMPLETA DE EST 40 A EST 57A
	RAMAL II	EMPLETA DE EST 59 A EST 67A
SECTOR 2	RAMAL III	EMPLETA DE EST 40 A EST 67A
	RAMAL IV	EMPLETA DE EST 71 A EST 95A



LIBRETA TOPOGRAFICA

EST.	P.O.	GRAD.	MIN.	SEG.	DI.	COTA
BM2	091	32	00	8.08	1000.30	
1	2	301	28	40	8.08	1002.30
1	3	330	58	20	4.83	999.00
1	4	042	20	40	26.11	993.23
4	5	326	23	00	8.06	995.21
4	6	182	42	40	8.95	989.95
6	7	173	07	20	34.91	981.70
7	8	162	58	40	13.98	979.68
8	9	241	54	00	13.55	975.89
9	10	156	15	40	28.12	968.97
10	11	154	19	40	46.68	954.34
11	12	145	14	40	7.03	950.87
12	13	140	36	00	17.07	939.80
13	22	141	24	40	9.49	931.70
14	15	140	08	40	7.97	946.29
15	16	075	12	40	29.91	942.15
16	17	163	23	20	13.53	941.59
17	18	147	07	20	13.48	940.83
18	19	113	14	40	12.78	939.16
19	20	085	49	40	35.45	937.09
20	21	083	31	40	22.08	934.84
21	22	090	51	20	19.68	931.70
22	23	080	20	40	17.90	931.19
23	24	030	41	20	25.04	925.69
24	25	338	11	00	43.24	966.52
25	26	027	06	40	12.58	967.03
26	27	023	44	40	12.30	976.01
27	28	026	05	20	24.09	987.27
28	29	025	06	40	14.89	993.91
29	30	027	30	20	56.03	1015.78
30	31	020	14	00	62.22	1027.60
31	32	339	13	40	11.54	1043.09
32	33	358	03	40	61.89	1057.24
33	34	353	15	40	75.22	1082.89
34	35	352	36	40	16.20	1087.47
35	36	356	00	40	33.21	1093.76
36	37	357	33	10	43.90	1099.37
37	38	356	20	00	53.36	1117.56
38	39	258	38	40	0.54	1118.03
38	40	000	04	00	54.26	1127.04
40	41	132	39	00	39.12	1119.56
41	42	135	58	20	41.80	1109.84
42	43	114	40	40	31.11	1099.20
43	44	053	06	00	12.94	1097.79
43	45	108	11	20	34.91	1087.30
43	46	006	30	40	36.71	1088.45
45	47	090	08	00	16.28	1085.40

NOMENCLATURA

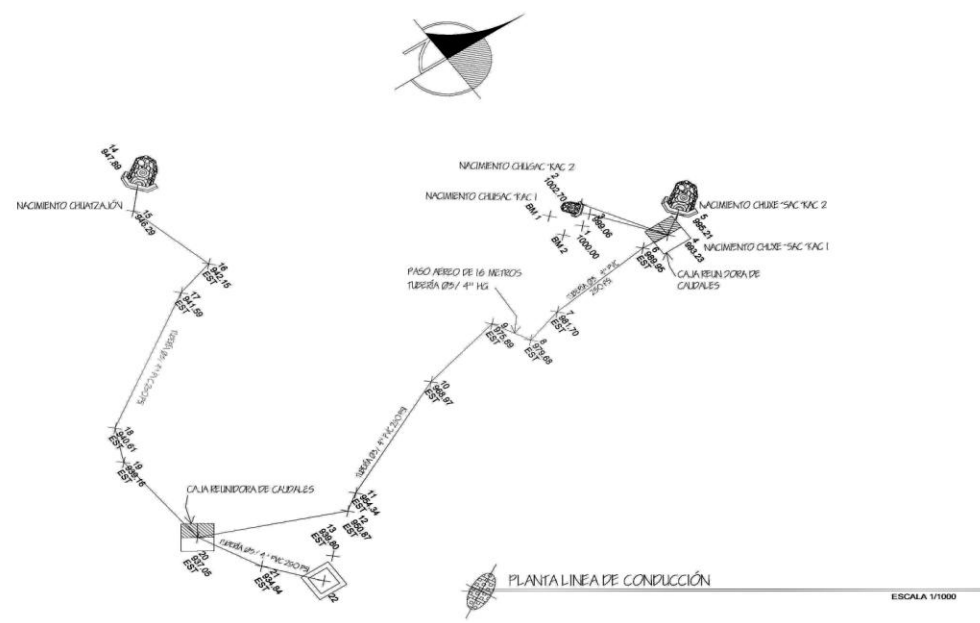
—	SECTORES
—	CASA ANEXOS DE CALLES Y CASAS
—	FIN DE RAMAL
—	TANQUE DE SUCCIÓN O ALMACENAMIENTO
—	CALLE
—	VIVIENDA DE IMPERMEABLE
—	VIVIENDA DE ABICHO
—	VIVIENDA DE CROQUIS
—	VIVIENDA DE COMPLETOS
—	CASA REPRESENTACIÓN
—	CALLE A DE BOMBEO
—	LÍNEA REPRESENTACIÓN
—	FIN DE CONDUCCIÓN
—	CASA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE SACAPILAS, EL QUICHÉ

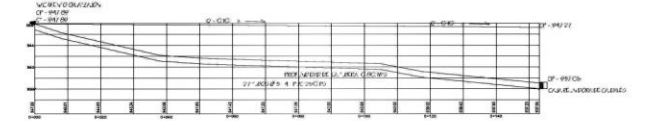
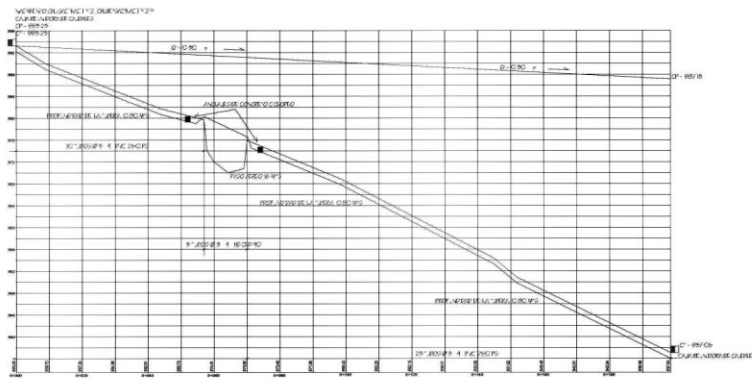
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CARRERITO PATULLI, SEGUNDO CENTRO
 CONTENIDO: PLANTA GENERAL
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: ABRIL 2010

ASESOR DE REGION	EPSS/ISA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CABELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CABELLANOS	01 / 15

PROF. FERRER FLORES FACULTAD MUNICIPAL

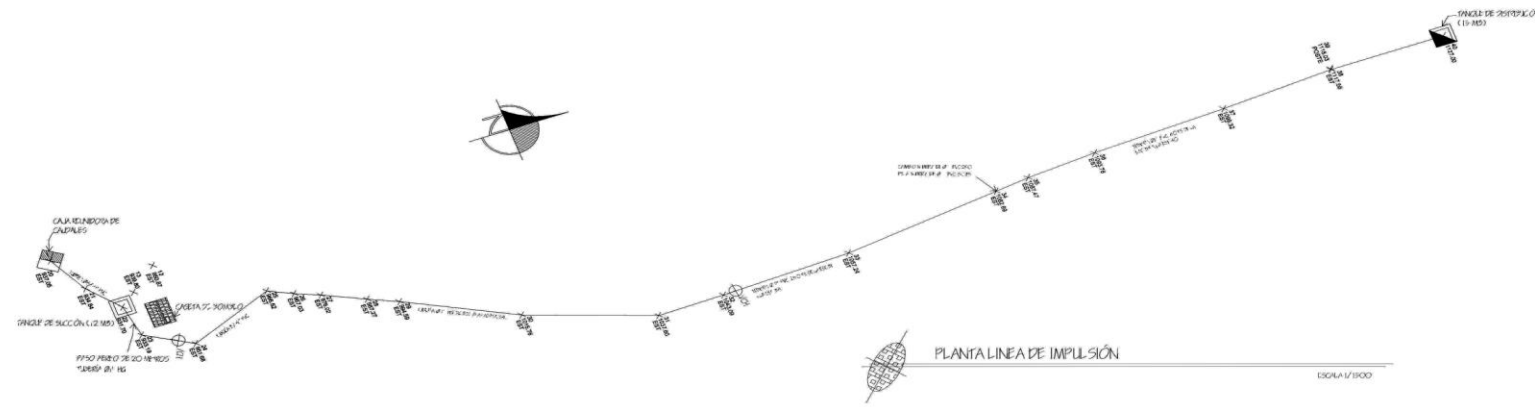


NOMENCLATURA	
	NACIMIENTO
	CAJA REINFORZADA DE CAUDALES
	PASO ARROYO
	TUBERÍA DE 100 MM (1")
	TUBERÍA DE 150 MM (1 1/2")
	TUBERÍA DE 200 MM (2")
	VÁLVULA DE LLAVE
	VÁLVULA DE ABIDURA
	VÁLVULA DE CIERRE CIEGO
	VÁLVULA DE COMPENSACIÓN
	CAJA DE TRANSFORMACIÓN
	GP 200
	CAJA DE BOMBEO
	LÍNEA PETROLERA
	ÁNGULO DE CURVATURA
	CASA

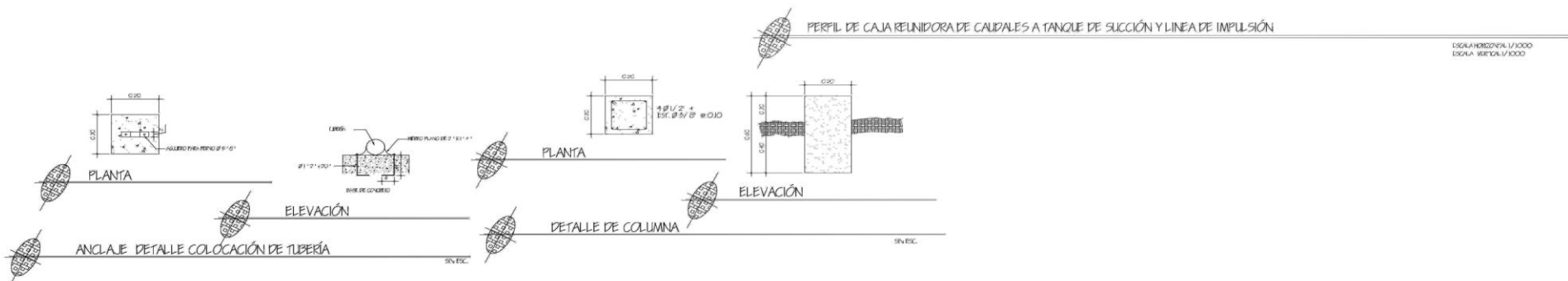
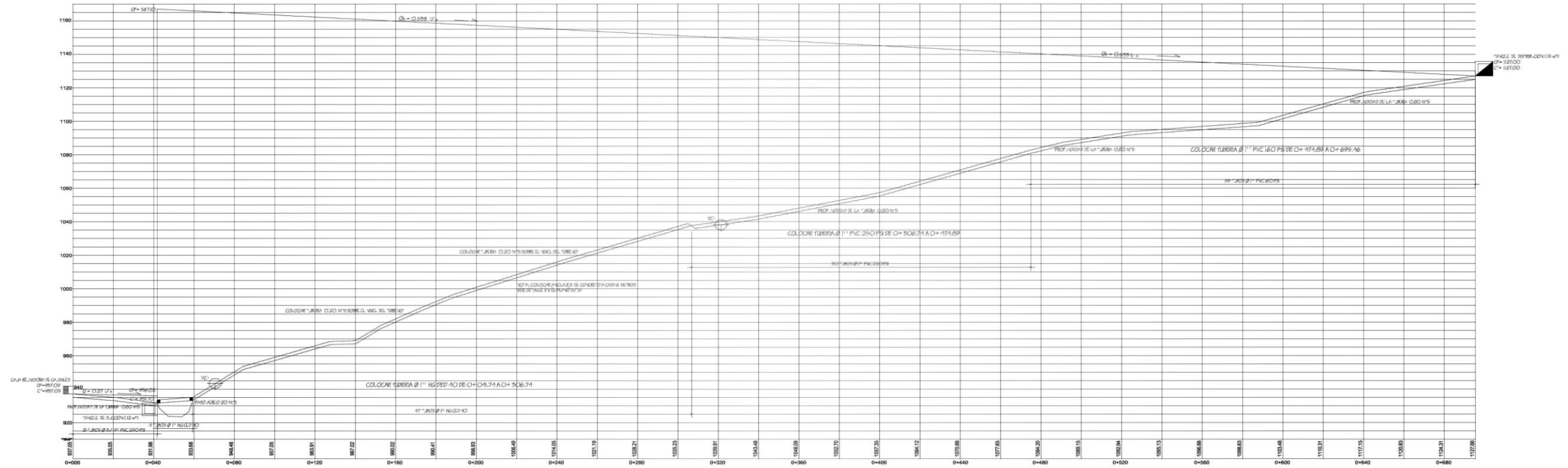


NOTA GENERAL:
 1. VER PLANO 7/15 CAPTACIÓN TÍPICA
 2. VER PLANO 8/15 CAJA REINFORZADA DE CAUDALES
 3. VER PLANO 10/15 PASO ARROYO DE 16 METROS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE			
PROYECTO:	DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	PLANTA Y PERFILES LINEA DE CONDUCCIÓN	FECHA:	ABRIL 2010
REGION DE REGION:	EPESBPA 2009	REGION Y CAJILLO EPS 2009	PLANO No. 02
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	15
PROF. PEDRO FLORES RIVERA		ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	



SÍMBOLO	NOMBRE	SIGNIFICADO
[Symbol]	CAJA REUIDORA DE CAUDALES	
[Symbol]	TANQUE DE SUCCIÓN	
[Symbol]	VALVULA DE AISLAMIENTO	
[Symbol]	VALVULA DE AJUSTE	
[Symbol]	VALVULA DE CONEXION	
[Symbol]	CARACOMPRESOR-CORP	
[Symbol]	COPACON	
[Symbol]	CASITA DE BOMBEO	
[Symbol]	LINEA PIEZOMETRICA	
[Symbol]	ANGULO DE CONCRETO	
[Symbol]	CASA	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE

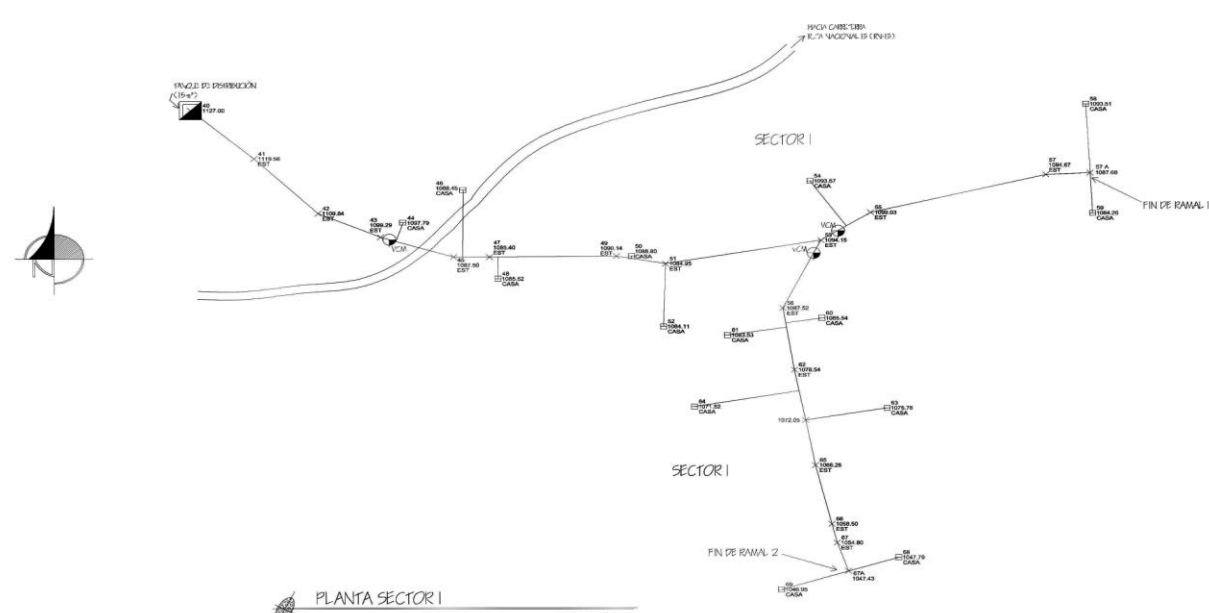
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATUL Y SEGUNDO CENTRO

CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL LINEA DE IMPULSION

ASESOR DE REGION	EPESISTA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VILLE	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASSELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASSELLANOS	03
			15

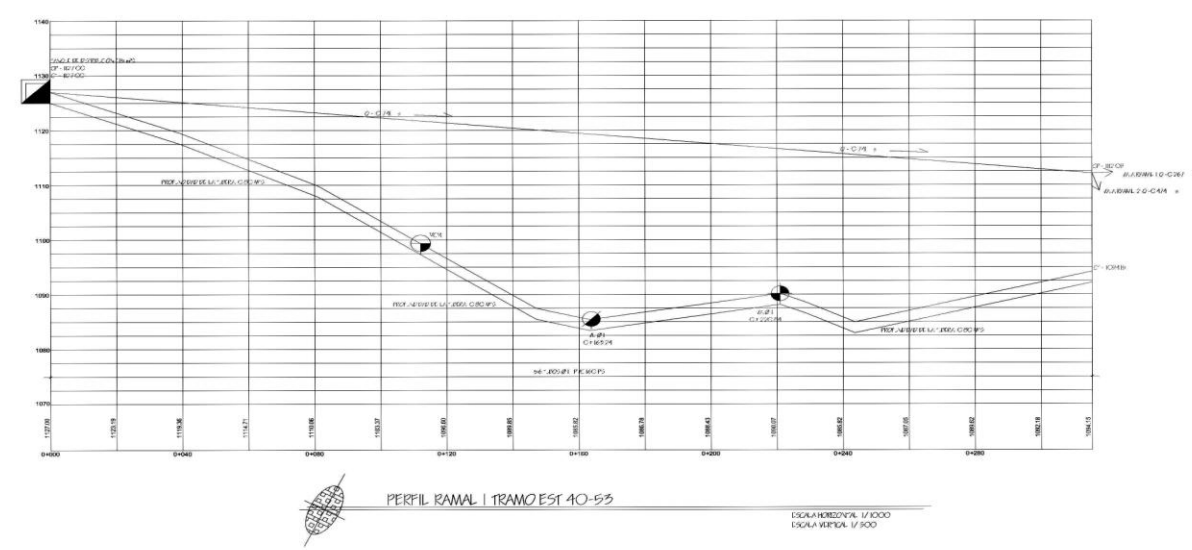
PROF. PEDRO PASCUAL PASCUAL

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VILLE

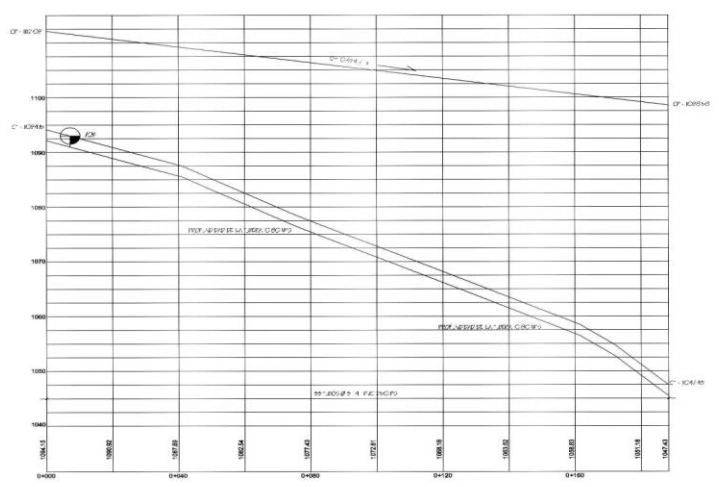


PLANTA SECTOR I
ESCALA 1/500

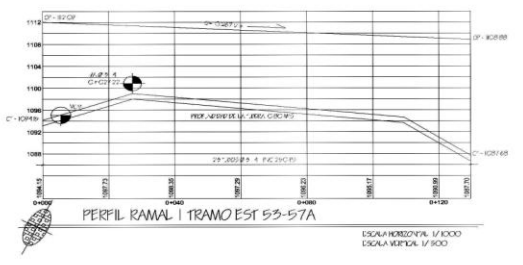
NOMENCLATURA	
[Symbol]	SEÑALIZADO
[Symbol]	CASA UNIFICADA DE CALLES (C.C.)
[Symbol]	FIN DE RAMAL
[Symbol]	VALVE DE DISTRIBUCIÓN (V.D.)
[Symbol]	VALVE DE SECCIÓN O ALIMENTACIÓN (V.S.)
[Symbol]	CALLE TIRA
[Symbol]	VALVULA DE LIBRETA (V.L.)
[Symbol]	VALVULA DE ABRE CIERRO
[Symbol]	VALVULA DE CIERRE CERRO
[Symbol]	VALVULA DE COMPRESION
[Symbol]	CASA UNIFICADA (C.U.)
[Symbol]	CARRETERA
[Symbol]	CASA DE BOMBERO
[Symbol]	LINEA PERFORADA
[Symbol]	ANGULO DE CONEXION
[Symbol]	CASA



PERFIL RAMAL 1 TRAMO EST 40-53
ESCALA HORIZONTAL 1/1000
ESCALA VERTICAL 1/500



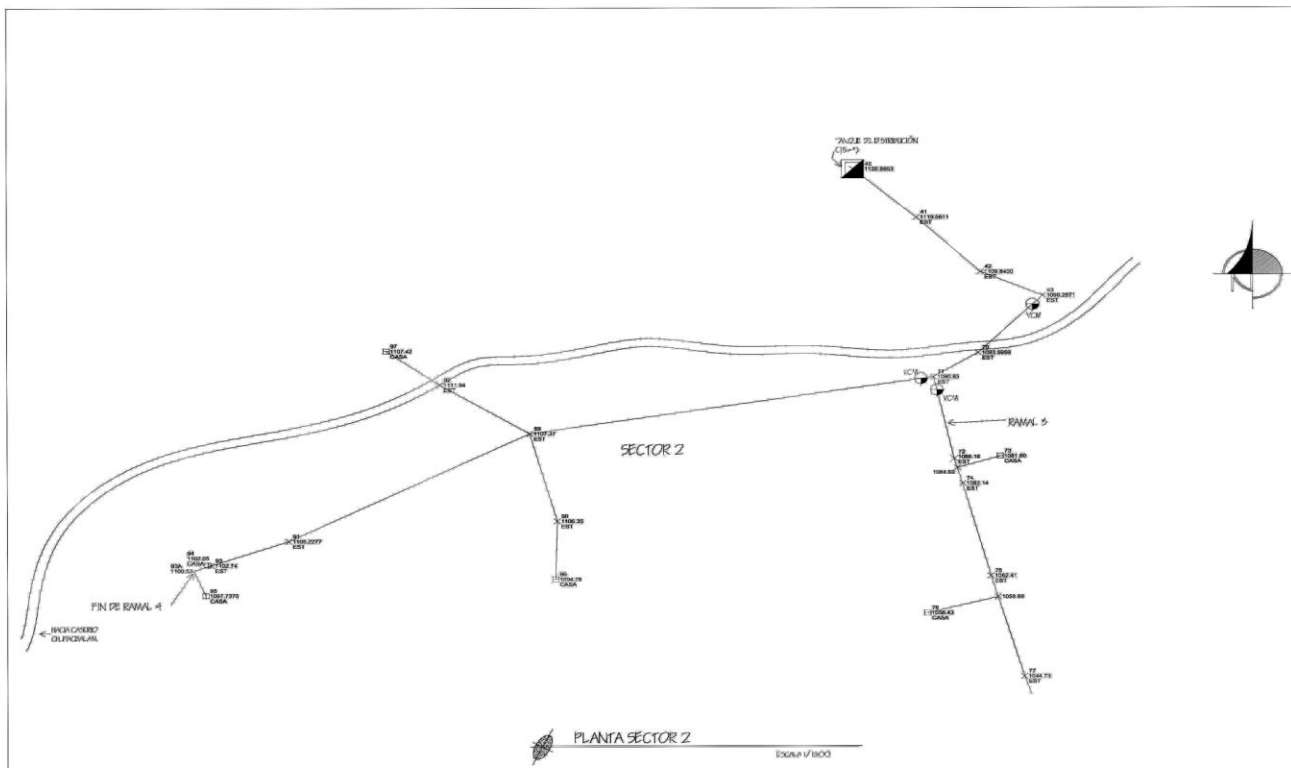
PERFIL RAMAL 2 TRAMO EST 53-67A
ESCALA HORIZONTAL 1/1000
ESCALA VERTICAL 1/500



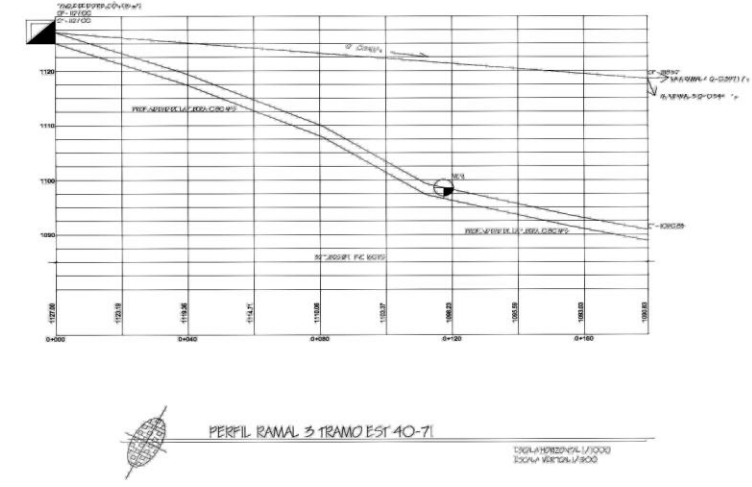
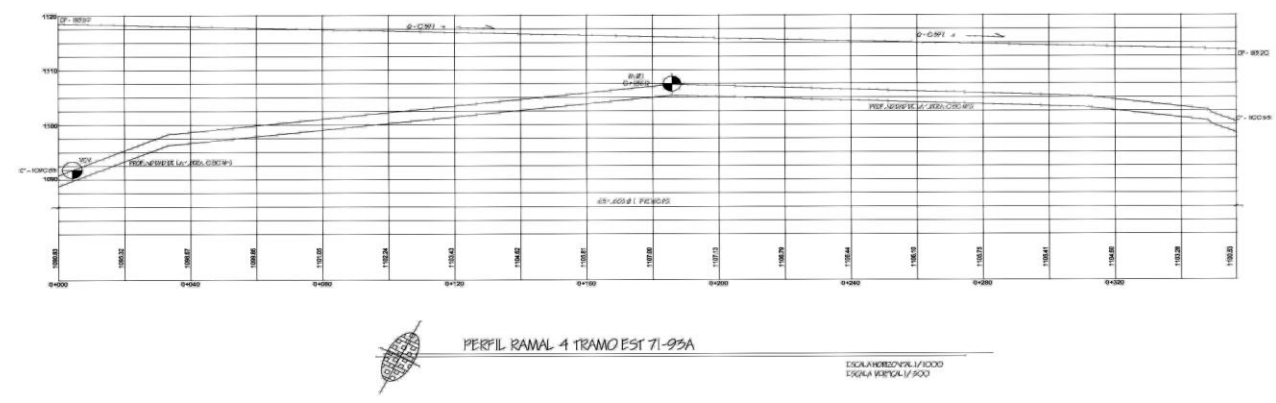
PERFIL RAMAL 1 TRAMO EST 53-57A
ESCALA HORIZONTAL 1/1000
ESCALA VERTICAL 1/500

NOTA GENERAL:
1. VER PLANO 15/19 PLANQUE DE DISTRIBUCION DE 19 m²

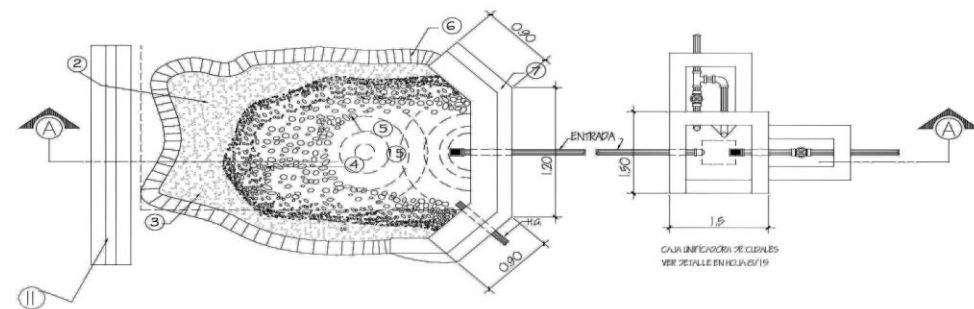
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE			
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO		ESCALA: INDICADA FECHA: ABRIL 2010	
CONTENIDO: PLANTA Y PERFILES SECTOR I RAMAL 1 Y 2			
ASESOR DE REGION: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	EPSESIA 2009: JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009: JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS	PLANO No.: 04 15
PROF. PEDRO FELIX ALVARO ALONSO		 ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	



NOMENCLATURA	
[Symbol]	SEÑALADO
[Symbol]	CAJA ANEXADA DE CADENAS C.C.D.
[Symbol]	PROYECTOR
[Symbol]	VALVE DE SECCIÓN 45°
[Symbol]	VALVE DE SECCIÓN 90°
[Symbol]	CAMBIERA
[Symbol]	VALVE DE LIMPIEZA
[Symbol]	VALVE DE AIRE LIVO
[Symbol]	VALVE DE CRESCENTE
[Symbol]	VALVE DE COMPLECIÓN
[Symbol]	CAJA DE PRESIÓN (C.P.)
[Symbol]	CIFRÓN
[Symbol]	CASA DE BOMBO
[Symbol]	INDICADOR
[Symbol]	VALVE DE GOMERO
[Symbol]	CAR

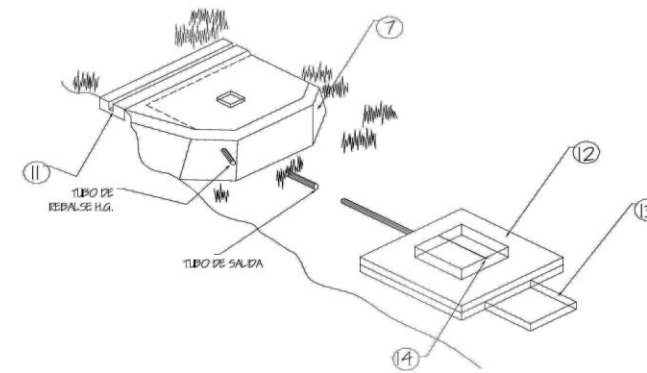


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SACAPULÁN, EL QUICHÉ			
PROYECTO DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO	ESCALA INDICADA		
CONTENIDO PLANTA Y PERFILES SECTOR 2 RAMAL 2 Y 4	FECHA ABRIL 2010		
ASESOR DE REGIÓN ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	EMPRESA COOP JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	DISEÑO Y CÁLCULO EPS COOP JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	PLANO No. 05 15
PROF. FERNANDO OLGA ALCÁZAR MANGRAL		ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ PRESER	



PLANTA DE CAPTACIÓN DE BROTE DEFINIDO

ESC 1:50

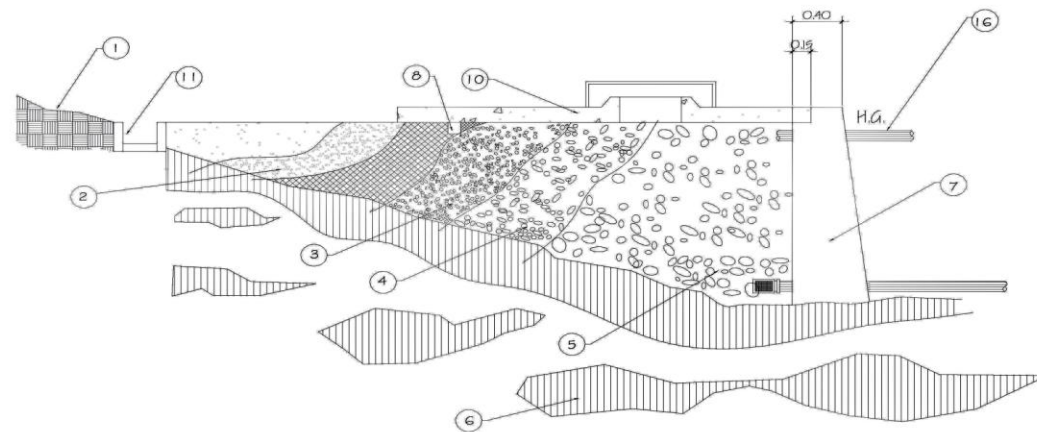


PERSPECTIVA DE CAPTACIÓN

EN ESCALA

NOTAS

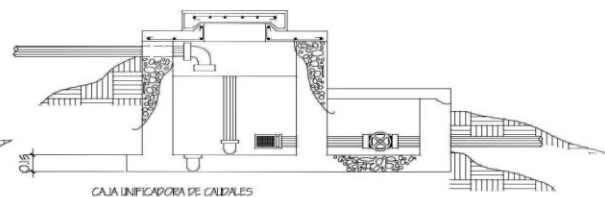
- EL DESFOQUE DEL REBALDE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS $\phi = 1/4"$.
- LA TUBERÍA QUE CONDUCE EL AGUA DE LA CAPTACIÓN A LA CAJA UNIFICADORA DEBE DISEÑARSE PARA EL CAUDAL MÁXIMO QUE PRODUCE LA FUENTE.
- EL REBALDE DE $\phi 4"$ DEBE SER INSTALADO A UN MÍNIMO DE 5 cm ABajo DE LA COYA MAS BAJA DEL BROTE DEL MANANTIAL PARA EVITAR RECARGAS EN EL MISMO.
- PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJAS DE VÁLVULAS VER HOJA B/19 SEGÚN DIÁMETRO DE BRENDA.
- TOPA MODIFICACIÓN REALIZADA A ESTE PLANO SE DEBE ANOTAR EN EL MISMO.



CORTE A-A

ESC 1:25

- TERRENO NATURAL
- AGUJERO
- GRAVA 1/2"
- GRAVA 3/4"
- PIEDRA BOLA DE 6" - 10"
- MANTO DE REJICA
- MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA
- VIGA 0.20 X 0.20 4 $\phi 5/8"$ + 15T. $\phi 1/4"$ @ 0.20
- TAPADERA PARA INSPECCIÓN
- SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 6mm.
- CONTRACIMENTA REVESTIDA
- CAJA REINFORCADA
- CAJA DE VALVULA DE COMPLETA
- CANDADO PARA INTERFERE
- DEPOSITO PARA AGUA
- REBALDE $\phi 4"$ MIN.



CAJA UNIFICADORA DE VALVULAS
VER DETALLE EN HOJA B/19

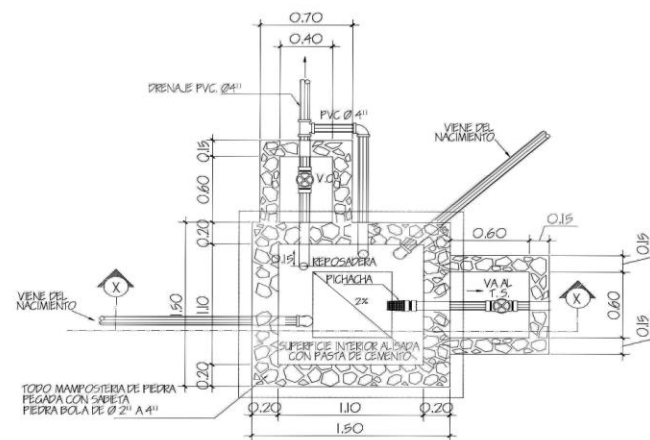
ESPECIFICACIONES

- MAMPOSTERIA DE PIEDRA:
 - PIEDRA BOLA 67x
 - MORTERO 25%
 - EL MORTERO A UTILIZAR SABETA
 - PROPORCIÓN DE MEZCLA CEMENTO-ARENA (1:2)
- CONCRETO:
 - $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ 5000 Lib./plg²
 - PROPORCIÓN DE MEZCLA CEMENTO-ARENA-PIEDRA (1:2:5)
- MUROS:
 - LOS MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABETA DE PROPORCIÓN CEMENTO-ARENA (1:2) DEBIDAMENTE ALISADA
- LOSAS:
 - LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARLE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERRADA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCIÓN (1:2)
- REFUERZO:
 - $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

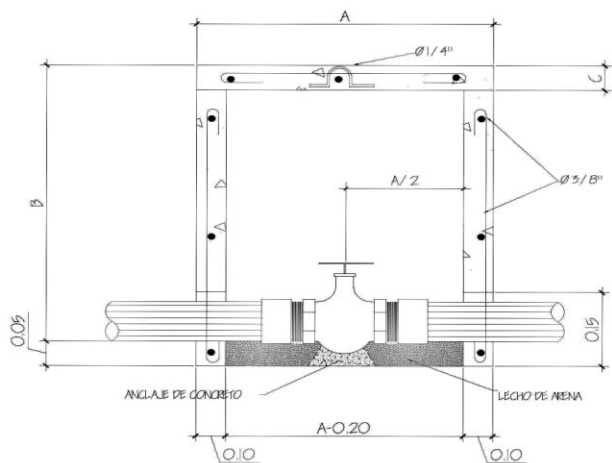


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE			
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO	ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2010	
CONTENIDO: CAPTACIÓN			

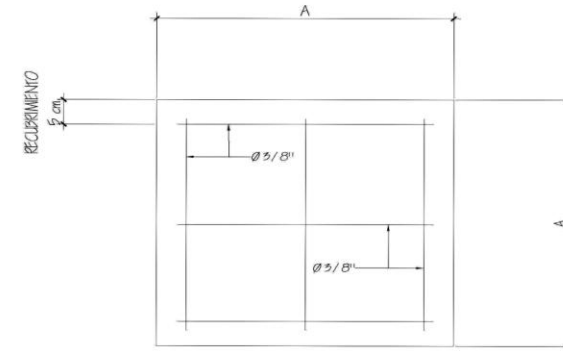
ARESCO DE REGION	EPRESSA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ	JAVIER ALEJANDRE VELAZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEJANDRE VELAZQUEZ CASTELLANOS	07/15
PROF. FERRERES ALVARO MANUEL	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ		



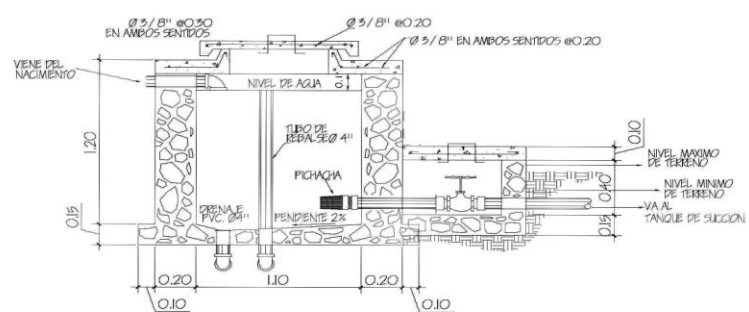
PLANTA CAJA UNIFICADORA DE CALDALES



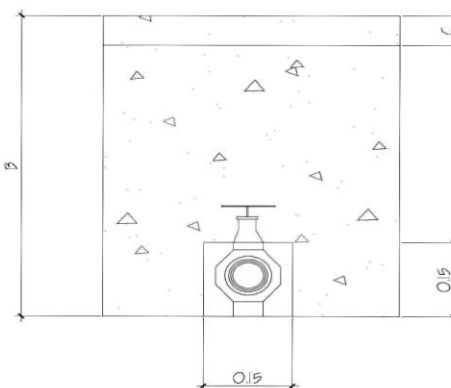
CORTE B-B



PLANTA CAJA PARA VÁLVULA



SECCIÓN X-X

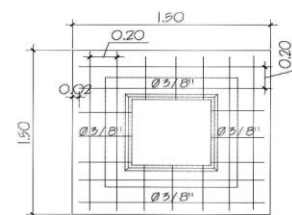


ELEVACIÓN CAJA VÁLVULA

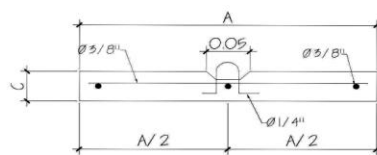
PLANILLA DE VALVULAS		
Ø VÁLVULA	A	B
1/2"	0.50	0.55
3/4"	0.50	0.55
1"	0.55	0.45

PLANILLA DE TAPADERAS		
Ø VÁLVULA	A	C
1/2"	0.50	0.06
3/4"	0.50	0.06
1"	0.55	0.06

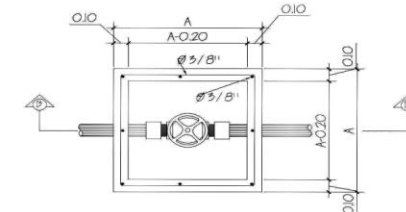
- NOTAS:
1. LAS DIMENSIONES DE LA CAJA ESTÁN DADAS EN METROS.
 2. EL SUELO DE SOPORTE DE LA VALVULAS HA DE SER ARENOSO.
 3. LAS PAREDES SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO CON UNA PROPORCIÓN 1:2.5.
 4. LAS VALVULAS SE ASENTARÁN SOBRE UN LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE.
 5. LAS CAJAS Y TAPADERAS SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO f'c = 20 kg/cm².
 6. EL HIERRO DE REFORZO SERÁ DE Ø 5/8\"/>
 7. TODAS LAS PAREDES IRÁN ALIZADAS CON SABRETA PROPORCIÓN 1 CEMENTO, 2 ARENA DE RIO.
 8. TODA MODIFICACIÓN REALIZADA A ESTE PLANO, SE DEBE ANOTAR EN EL MISMO.



DETALLE LOSA CAJA UNIFICADORA



TAPADERA CAJA PARA VÁLVULA



PLANTA CAJA PARA VÁLVULA

FIENB: 200485 PRODUJENTE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULÁN, EL QUICHÉ

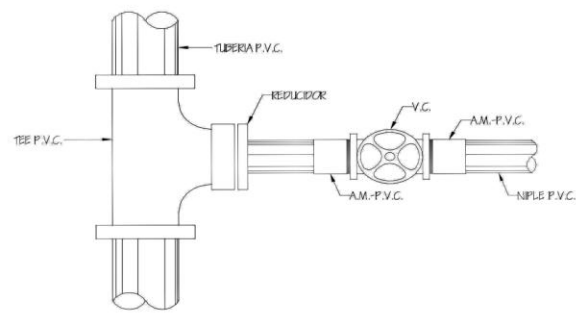
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO
ERRORES: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

CONTENIDO: CAJA UNIFICADORA DE CALDALES Y CAJAS TÍPICAS PARA VÁLVULAS

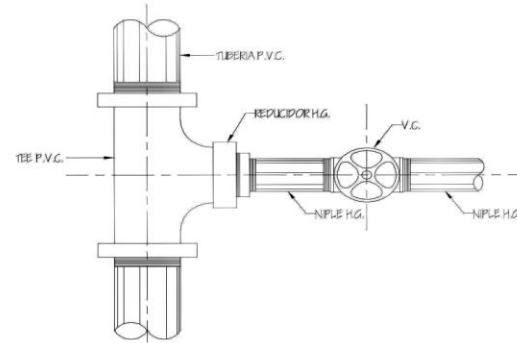
ASESOR DE REGION: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	ESQUEMA 2009: JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009: JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	PLANO No.: 08/15
--	---	--	---------------------

PROF. PEDRO P. SOLÍS
ALCALDE MUNICIPAL

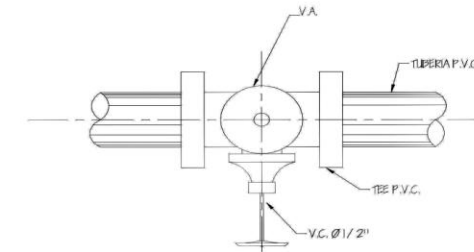
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
PROFESOR



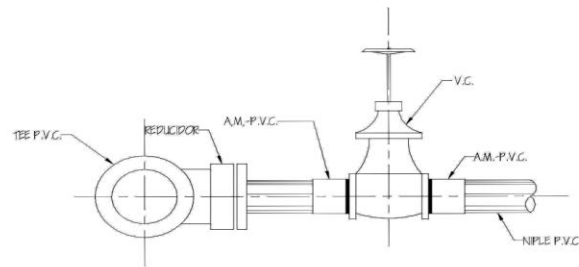
PLANTA DE VÁLVULA DE COMPLETA P.V.C.



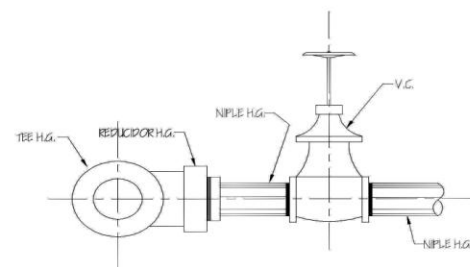
PLANTA DE VÁLVULA DE COMPLETA H.G.



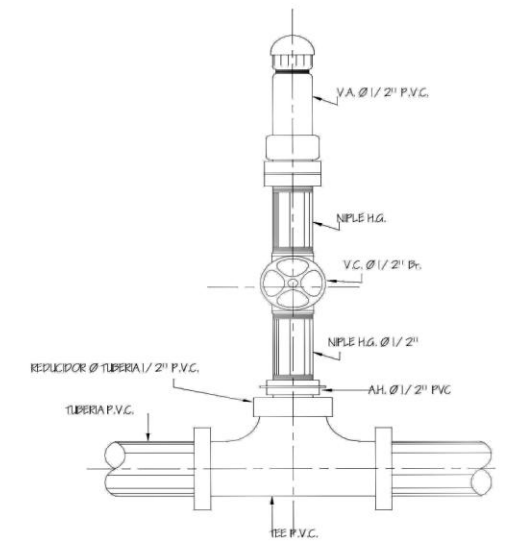
PLANTA DE VÁLVULA DE AIRE



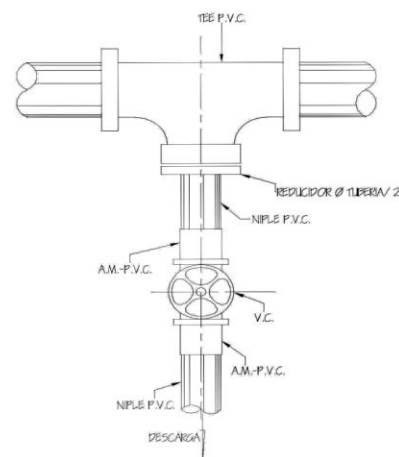
ELEVACIÓN VÁLVULA DE COMPLETA P.V.C.



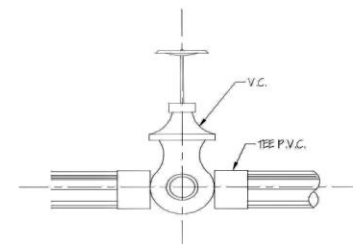
ELEVACIÓN VÁLVULA DE COMPLETA H.G.



ELEVACIÓN VÁLVULA DE AIRE



PLANTA DE VÁLVULA DE LIMPEZA P.V.C.



ELEVACIÓN VÁLVULA DE LIMPEZA P.V.C.

REFERENCIAS

P.V.C.	CLORURO DE POLIVINILO
H.G.	HERRO GALVANIZADO
V.C.	VÁLVULA DE COMPLETA
A.M.	ADAPTADOR MACHO
V.A.	VÁLVULA DE AIRE
A.H.	ADAPTADOR HEMBRA

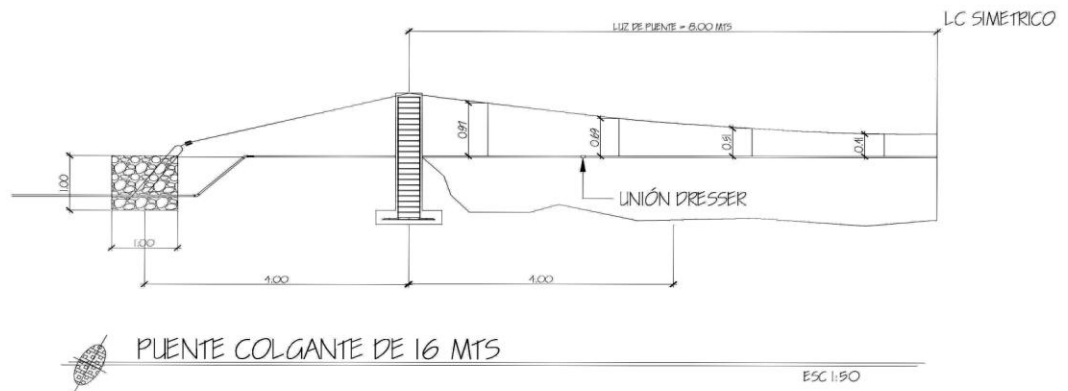


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE

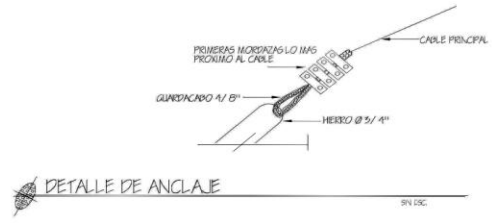
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO
 CONTENIDO: DETALLE INSTALACIÓN DE VÁLVULA DE LIMPEZA AIRE Y COMPLETA
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: ABRIL 2010

ASESOR DE DISEÑO	EPESBA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZQUEZ	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	09/15

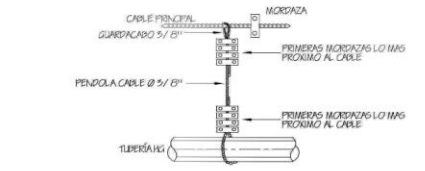




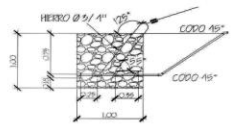
PUENTE COLGANTE DE 16 MTS
ESC 1:50



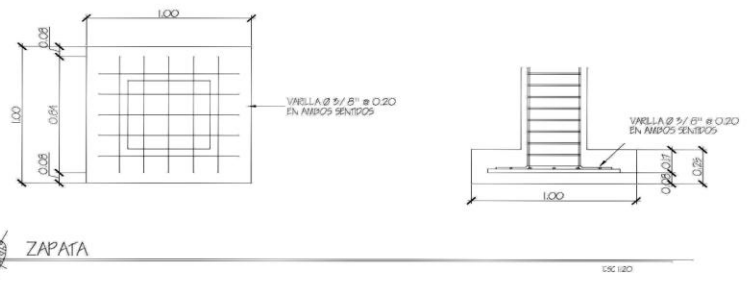
DETALLE DE ANCLAJE
IN D.C.



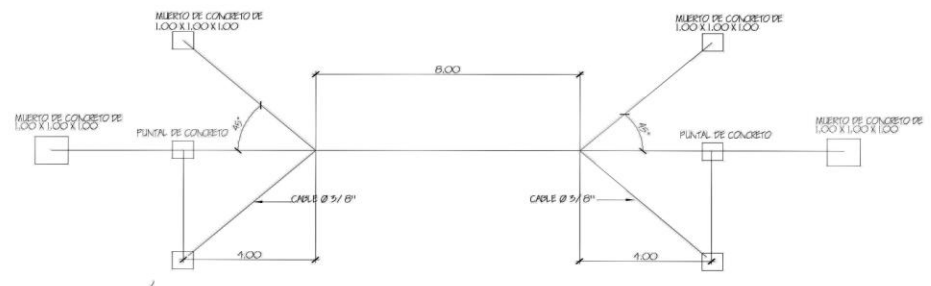
DETALLE DE SUSPENSIÓN DE TUBO
IN D.C.



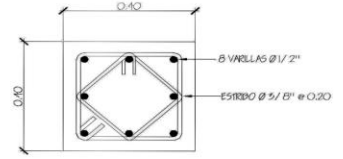
DETALLE MUERTO DE CONCRETO
ESC 1:30



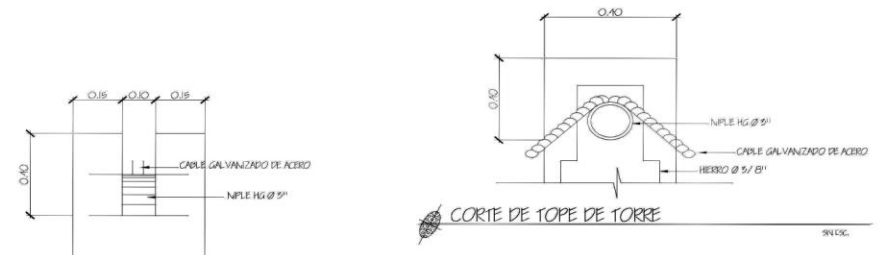
ZAPATA
ESC 1:30



PLANTA ESQUEMA DE TENSORES TRANSVERSALES
ESC 1:100

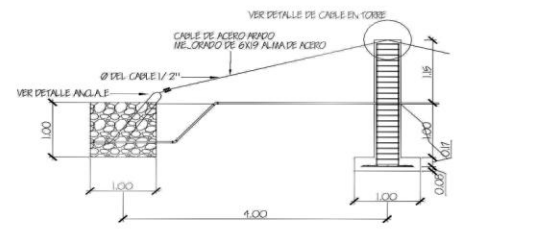


ESTRUCTURA DE COLUMNA
ESC 1:30



ELEVACIÓN LATERAL
IN D.C.

DETALLE DE CABLE EN TORRE
ESC INDICADA



ELEVACIÓN
ESC 1:30

NOTAS GENERALES

- A. MATERIALES
1. CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPURA A LA COMPRESION DE 210 kg/cm² (5000 lbs/pulg²) A LOS 28 DIAS PARA LA FUNDICION DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS.
 2. ACERO DE REFUERZO: SE USARA REFUERZO TIPO 40 Kg.
 3. CABLE DE ALAMBRE: SE USARA CABLE DE ACERO DE ABADO MEJORADO COMPUESTO DE 6 CABLES DE 19 ALAMBRES POR CORPON CON ALMA DE ACERO CON UN DIAMETRO SEGUN PARA CADA UNO.
- B. VARIOS
4. EL NIVEL DE CIMENTACION DE LAS ZAPATAS DEBERA SER EL MISMO PARA AMBAS COLUMNAS Y ESTAS ULTIMAS QUEDARAN PERFECTAMENTE ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.
 5. LA ESTRUCTURA HA SIDO CALCULADA PARA UN SUELO CLASIFICADO SOPORTE NO SEA MENOR DE 15.0 TONELADAS POR METRO CUADRADO.
 6. EL RECUBRIMIENTO EN LAS COLUMNAS Y ZAPATAS SERA DE 4.0 Y 7.5 CM. RESPECTIVAMENTE Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSADO DE LA VARILLA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 7. LAS MORDAZAS DE EMPALME SE DEBERAN COLOCAR DE MODO QUE LA BASE DE LA MORDAZA SE HALLE EN CONTACTO CON LA PROLONGACION DEL CABLE.
 8. EL PUENTE HA SIDO DISEÑADO PARA EL USO EXCLUSIVO DEL PASO DE LA TUBERIA.
 9. A LOS GANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERAN APLICAR DOS MANOS DE PINTURA.
 10. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 11. TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERAN PROTEGERSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.
 12. SI EL TERRENO TIENE PENDIENTE, LA LOCALIZACION DEL MUERTO ESPERA DEFINIDA CONSIDERANDO QUE EL CABLE TIENE UNA INCLINACION CON RELACION VERTICAL-2 HORIZONTAL.
 13. EL CABLE PRINCIPAL DEBE SER CONTINUO EN TODA SU LONGITUD, SIN NINGUN TIPO DE EMPALME.
 14. TODAS LAS MORDAZAS QUE SE UTILIZAN DEBERN SER COLOCADAS EN EL MISMO SENTIDO.
 15. LOS MUERTOS SERAN DE CONCRETO COLOREDO.
 16. 55% PIEDRA BOLA
 17. 67% CEMENTO-ARENA-PIEDRA 1:2:5
 18. TODA MORTIGACION AL PLANO, DEBE QUEDAR INDICADA EN EL MISMO.

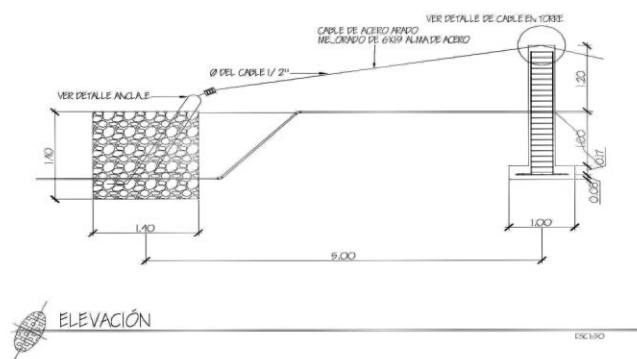
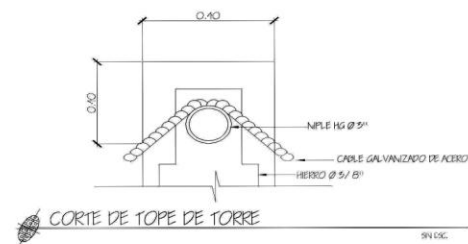
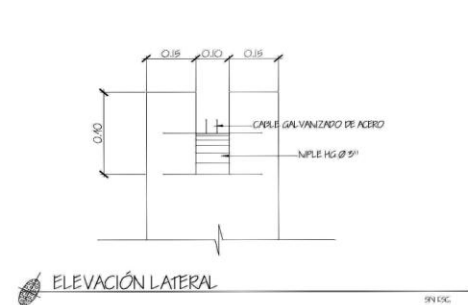
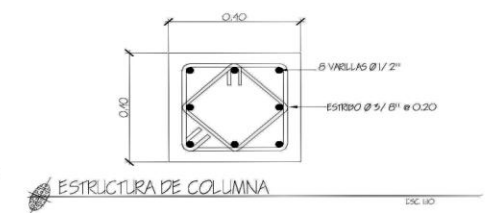
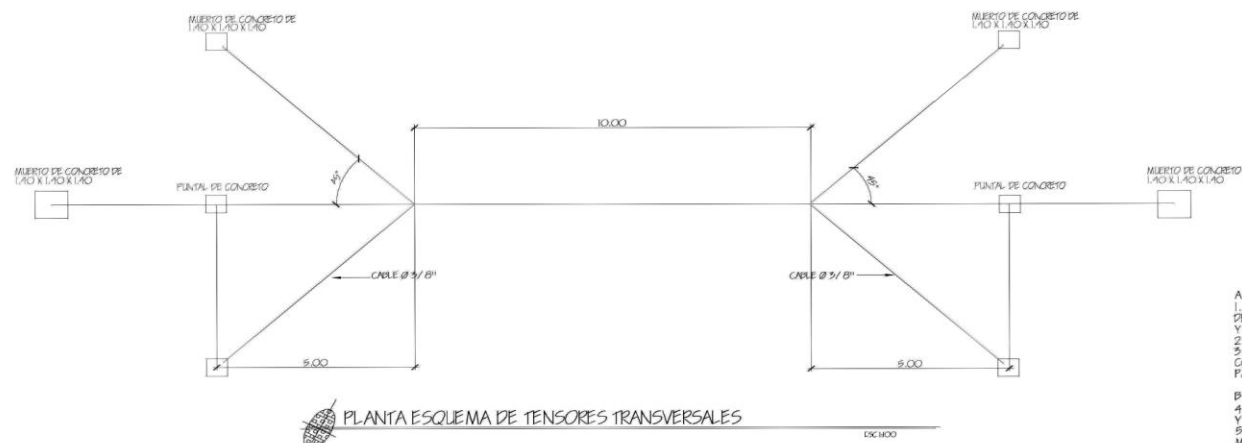
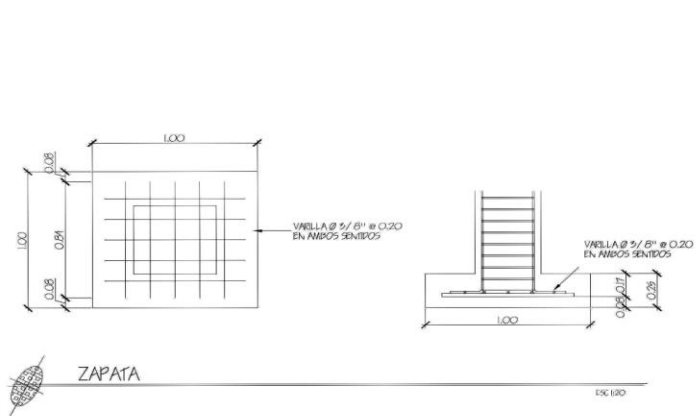
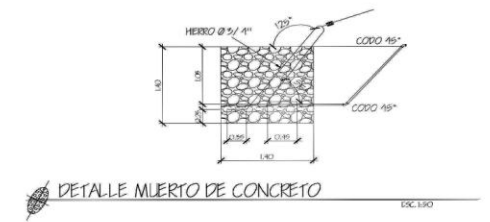
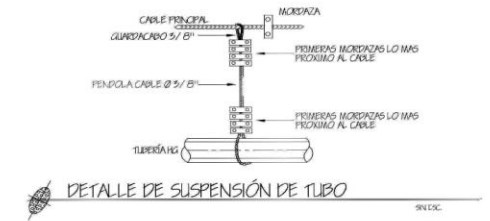
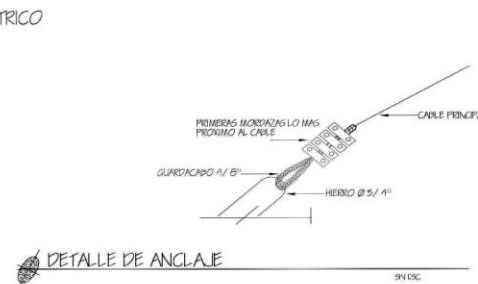
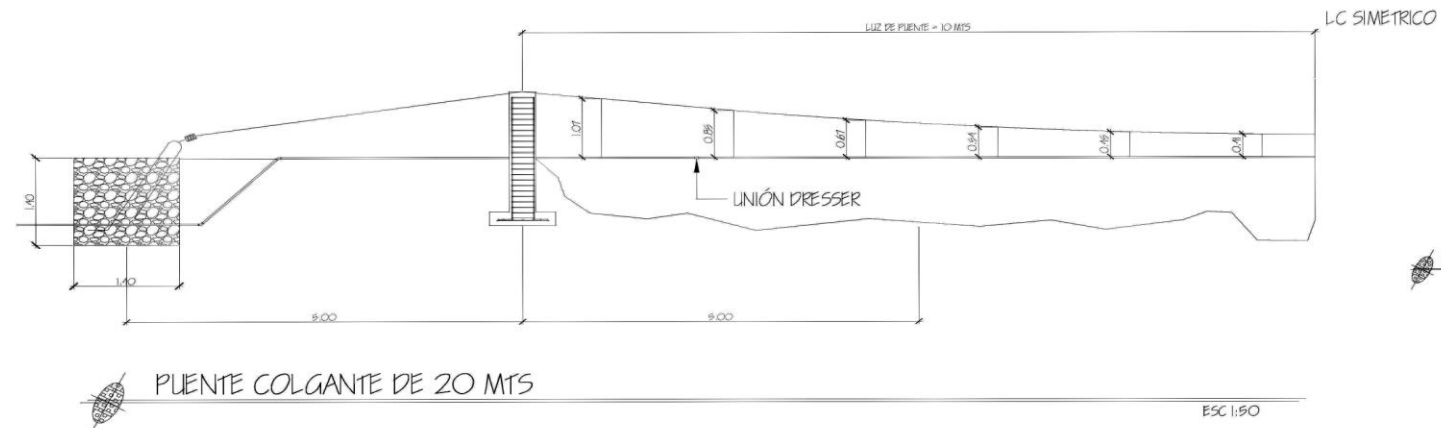


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE

PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO
CONTENIDO: PASO AEREO DE 16 MTS
ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

ASESOR DE REGION	EPRESIA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS REGORIO ALFARO VELIZ	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	10/15

PROF. PEDRO JULIAN ALBA DE MORALES
ING. LUIS REGORIO ALFARO VELIZ



- NOTAS GENERALES**
- MATERIALES**
 - CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESPESOR DE RUPURA A LA COMPRESION DE 210 kgf/cm² (3000 lbf/pulg²) A LOS 28 DIAS PARA LA FUNDACION DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS.
 - ACERO DE REFUERZO: SE USARA REFUERZO GRADO 40 Ks.
 - CABLE DE ALAMBRE: SE USARA CABLES DE ACERO DE BUNDO MEJORADO COMPUESTO DE 8 CORDONES DE 19 ALAMBRES POR CORDON CON ALMA DE ACERO CON UN DIAMETRO SEGUN PARA CADA ISO.
 - VAROS**
 - EL NIVEL DE CIMENTACION DE LAS ZAPATAS DEBERA SER EL MISMO PARA AMBAS COLUMNAS Y ESTAS LEJIMAS QUEDARAN PERFECTAMENTE ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.
 - LA ESTRUCTURA HA SIDO CALCULADA PARA UN SUELO CON CAPACIDAD DE SOPORTE NO SEA MENOR DE 15.0 TONELADAS POR METRO CUADRADO.
 - EL RECUBRIMIENTO EN LAS COLUMNAS Y ZAPATAS SERA DE 4.0 Y 7.5 CM RESPECTIVAMENTE Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - LAS MORDAZAS DE EMPALME SE DEBERAN COLOCAR DE MODO QUE LA BASE DE LA MORDAZA SE HALLA EN CONTACTO CON LA PROLONGACION DEL CABLE.
 - EL PUENTE HA SIDO DISEÑADO PARA EL ISO EXCLUSIVO DEL PASO DE LA TUBERIA.
 - A LOS GANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERAN APLICAR DOS MANOS DE PINTURA.
 - TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 - TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERAN PROFITARSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.
 - SI EL TERRENO TIENE PENDIENTE, LA LOCALIZACION DEL MUERTO ES PARA DEFINIDA CONSERVANDO QUE EL CABLE TENGA UNA INCLINACION CON RELACION 1 VERTICAL-2 HORIZONTAL.
 - EL CABLE PRINCIPAL DEBE SER CONTINUO EN TODA SU LONGITUD, SIN NINGUN TIPO DE EMPALME.
 - TODAS LAS MORDAZAS QUE SE UTILIZEN DEBEN SER COLOCADAS EN EL MISMO SENTIDO.
 - LOS MUERTOS SERAN DE CONCRETO CICLOPICO.
 - 25% PIEDRA LLA.
 - 67% CEMENTO-ARENA-PIEDRA 1:2:5.
 - TODA MODIFICACION AL PLANO, DEBE QUEDAR INDICADA EN EL MISMO.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULAN, EL CUCHE

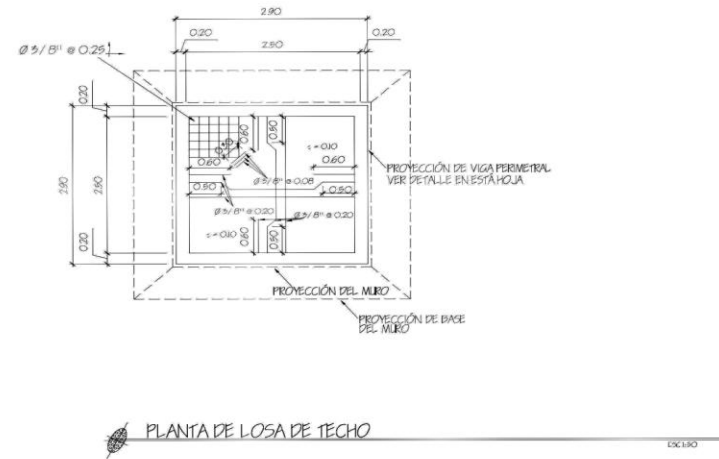
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO
CONTENIDO: PASO AEREO DE 20 MTS

ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

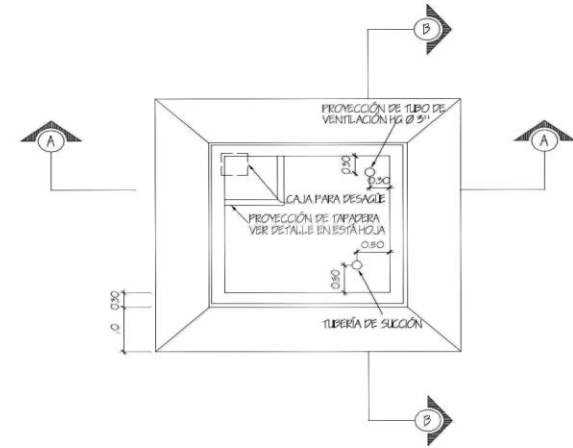
ASESOR DE REGION	EPESSEA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELEZ	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	11
			15

PROF. FREDY JULIAN ALVARO RIVERA

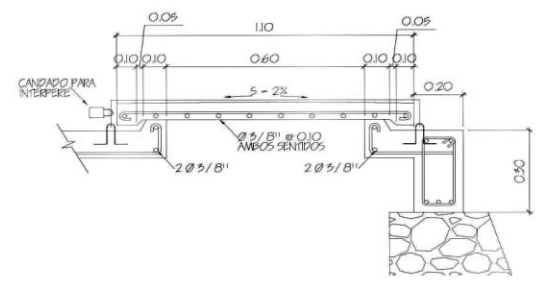
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELEZ



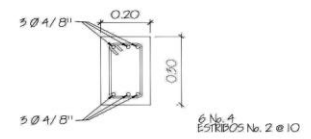
PLANTA DE LOSA DE TECHO



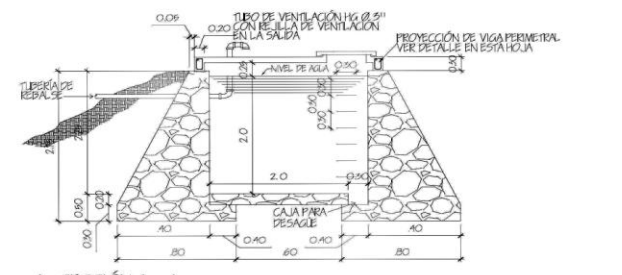
PLANTA DE TANQUE



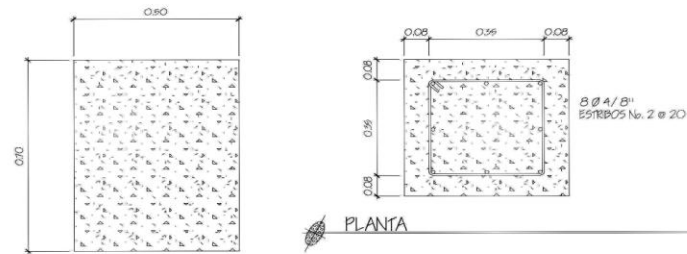
DETALLE DE TAPADERA



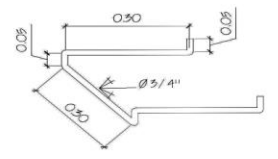
DETALLE DE VIGA PERIMETRAL



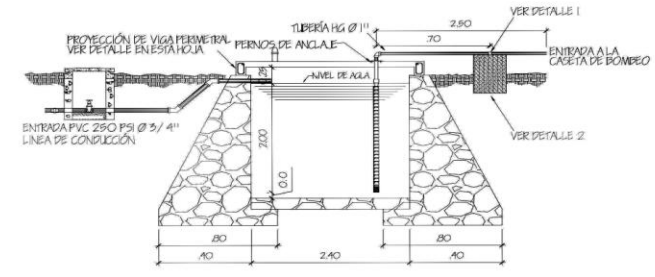
SECCIÓN A - A



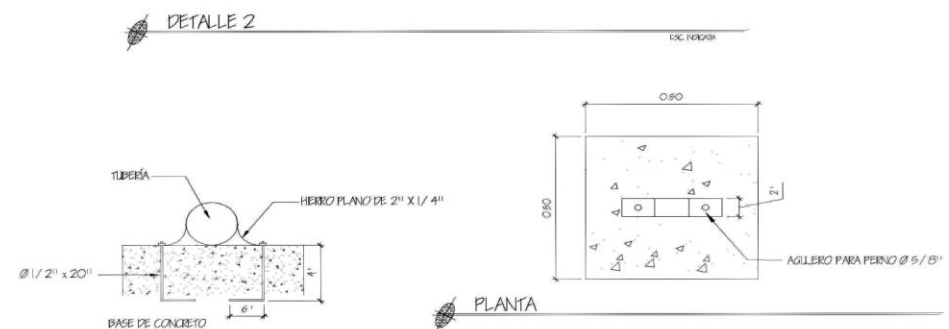
ELEVACIÓN



DETALLE ESCALÓN



SECCIÓN B - B



ELEVACIÓN

DETALLE 1

- MATERIALES**
1. CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFERULO DE RUPURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (3000 lb/Psq) A LOS 28 DIAS.
 2. ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE f_y = 2810 Kg/cm² (40000 PSI) ESPECIFICACION ASTM A615.
 3. MORTAR:
 4. LOS MUROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR ENTERRADOS.
 5. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 6. LOS REQUERIMIENTOS SERAN DE 5mm EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 7. EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
 8. LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
 9. LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABBETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION 1:2.2, DEBIDAMENTE ALISADA.
 10. LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERRADAS CON CEMENTO ARENA.
 11. LOS MUROS DEL TANQUE SERAN DE CONCRETO CICLOPEO: 55% PIEDRA BOLA 67% CEMENTO-ARENA PEDRA 1:2.5
 12. EL REQUERIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.05m.
 13. TODA MODIFICACION REALIZADA A ESTE PLANO, SE DEBE ANOTAR EN EL MISMO.

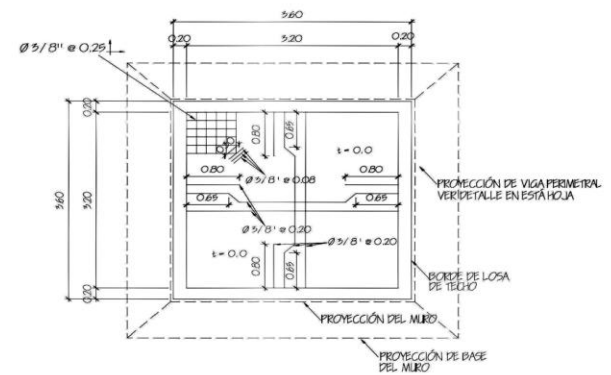
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE

PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO
 CONTENIDO: TANQUE DE SUCCION DE 12 M³

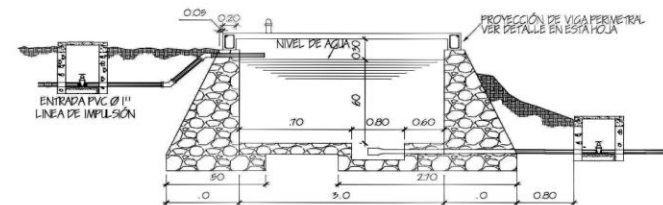
ESCALA: INDICADA
 FECHA: ABRIL 2010

ASESOR REGION	ESPECIALISTA	DISEÑO Y CALIFICADO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELEZ	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	12/15

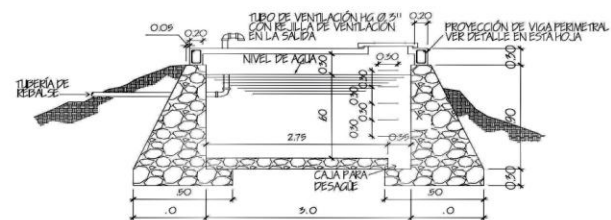
PROF. FRANCISCO ALFARO VELEZ
 ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELEZ



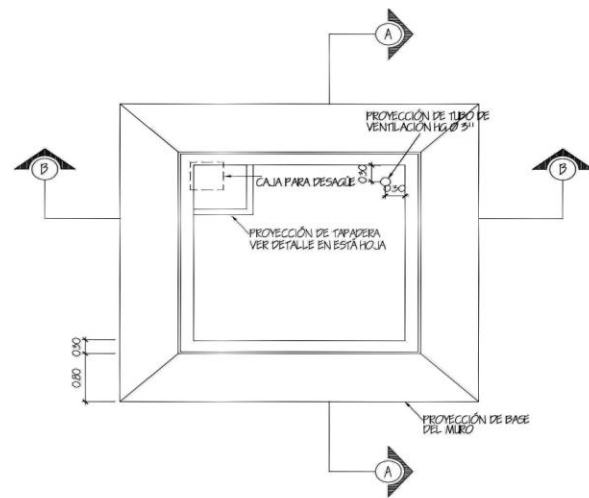
PLANTA DE LOSA DE TECHO
ESC. 1/20



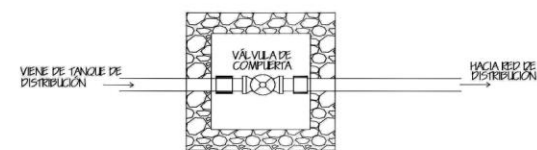
SECCIÓN A - A
ESC. 1/20



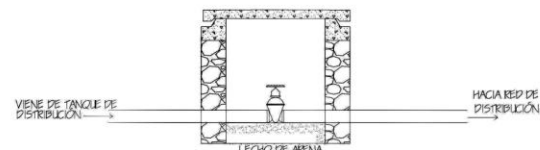
SECCIÓN B - B
ESC. 1/20



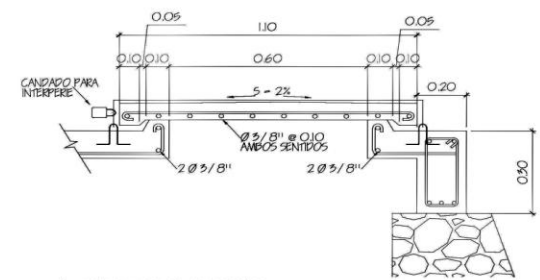
PLANTA DE TANQUE
ESC. 1/20



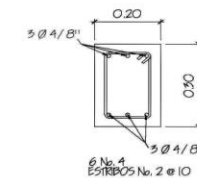
PLANTA CAJA DE VÁLVULA
ESC. 1/20



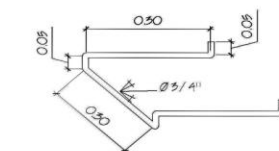
ELEVACIÓN CAJA DE VÁLVULA
ESC. 1/20



DETALLE DE TAPADERA
ESC. 1/10



DETALLE DE VIGA PERIMETRAL
ESC. 1/10



DETALLE ESCALÓN
ESC. 1/10

- MATERIALES**
1. CONCRETO, SE USARÁ CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPURA A COMPRESIÓN DE 210 Kg/cm² (5000 lb/Plg²) A LOS 28 DÍAS.
 2. ACERO DE REFORZO, SE USARÁ ACERO DE REFORZO DE f_y = 2810 Kg/cm² (63000 PSI) ESPECIFICACIÓN ASTM A615.
 3. VAROS.
 4. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS.
 5. LOS REQUERIMIENTOS SERÁN DE 3mm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 6. EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERÁ SER PERFECTAMENTE APISONADO.
 7. LA LOSA DEL TECHO DEBERÁ TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
 8. LOS MUROS DE PIEDRA DEBERÁN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABETA DE CEMENTO ARENA PROPORCIÓN (1:2), DEBIDAMENTE ALISADA.
 9. LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERÁN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.
 10. LOS MUROS DEL TANQUE SERÁN DE CONCRETO CICLOPEO. 30% PIEDRA 70% CEMENTO ARENA-PIEDRA 1:2.5
 11. EL REQUERIMIENTO EN LA LOSA SERÁ DE 0.05m.
 12. TODA MODIFICACIÓN REALIZADA A ESTE PLANO, SE DEBE ANOTAR EN EL MISMO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHÉ

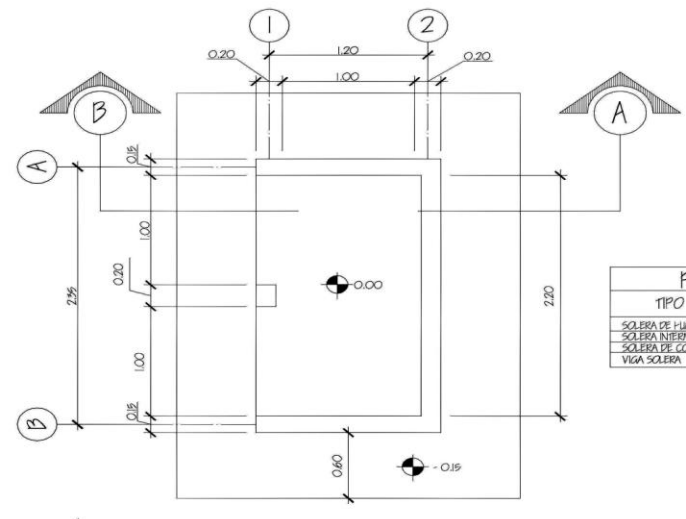
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO
CONTENIDO: TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 15 M³

ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

ASESOR REGION	EPESDIA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELÁSQUEZ CASTELLANOS	15/15

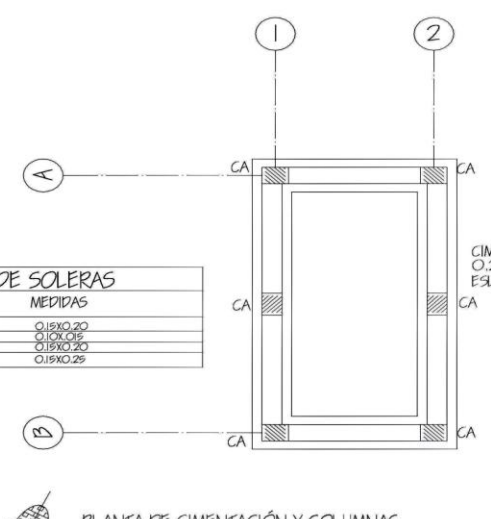
PROF. PERIFONEO ALVARO MURRAY

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ



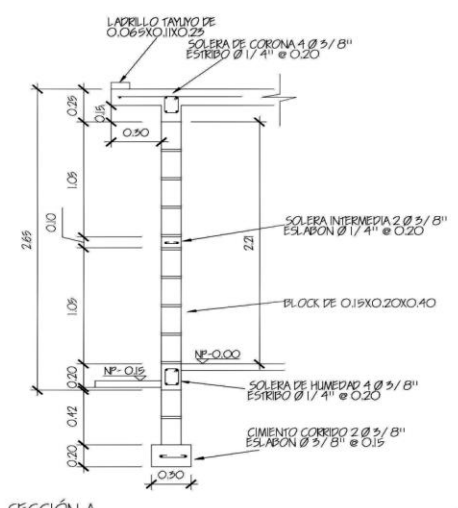
PLANTA DE COTAS

PLANILLA DE SOLERAS	
TIPO	MEDIDAS
SOLERA DE HUMEDAD	0.15X0.20
SOLERA INTERMEDIA	0.10X0.05
SOLERA DE CORONA	0.15X0.20
VIGA SOLERA	0.15X0.25

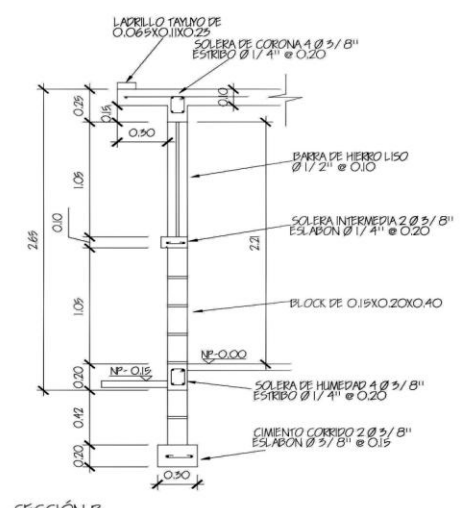


PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

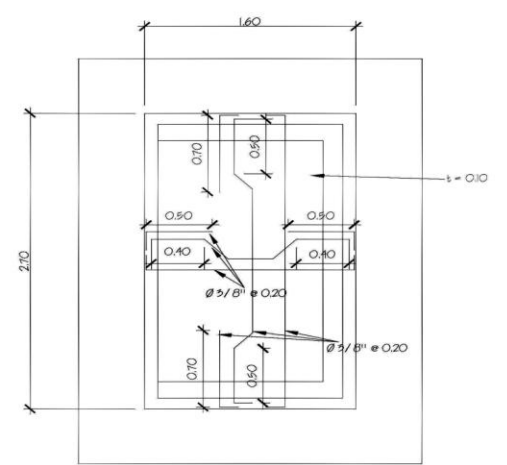
CIMENTO CORRIDO DE 0.20 X 0.30 m. 2 @ 3/8" + ES. @ 3/8" @ 0.15 m.



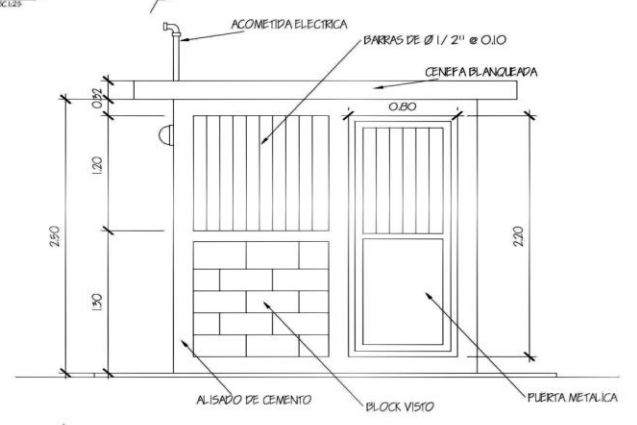
SECCIÓN A



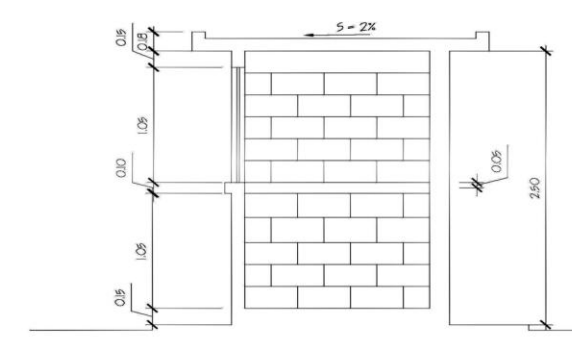
SECCIÓN B



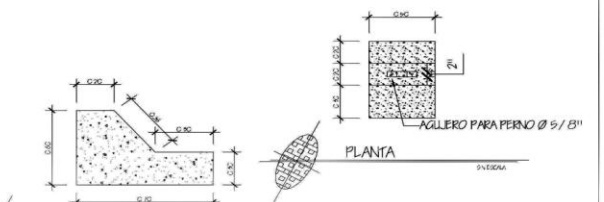
PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHO



FACHADA FRONTAL

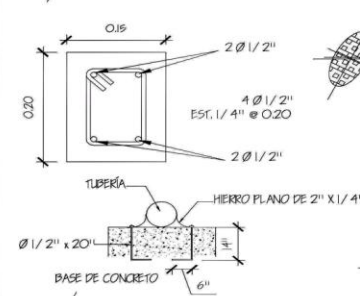


FACHADA LATERAL



ELEVACIÓN

DETALLE 2



DETALLE DE COLUMNA CA



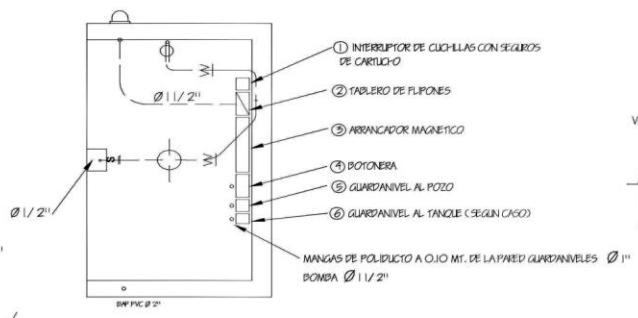
ELEVACIÓN



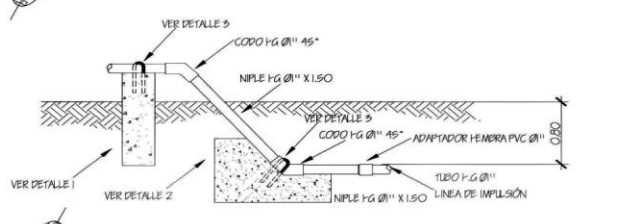
PLANTA



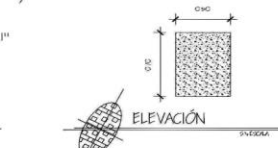
DETALLE 3



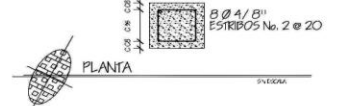
PLANTA DE INSTALACIÓN ELECTRICA



DETALLE SALIDA DE IMPULSION



ELEVACIÓN



PLANTA



DETALLE 1

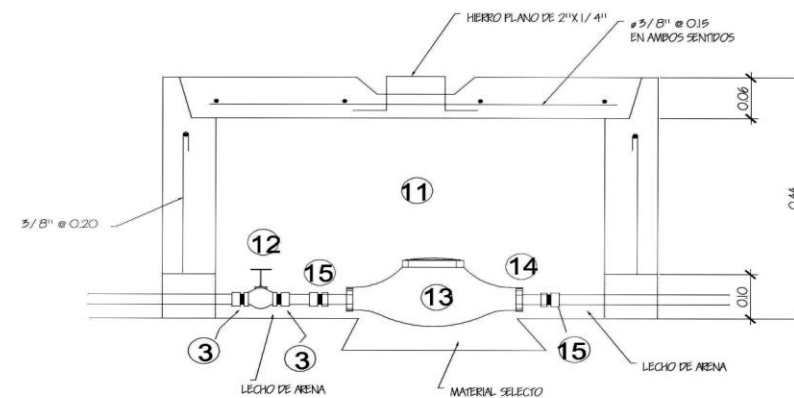
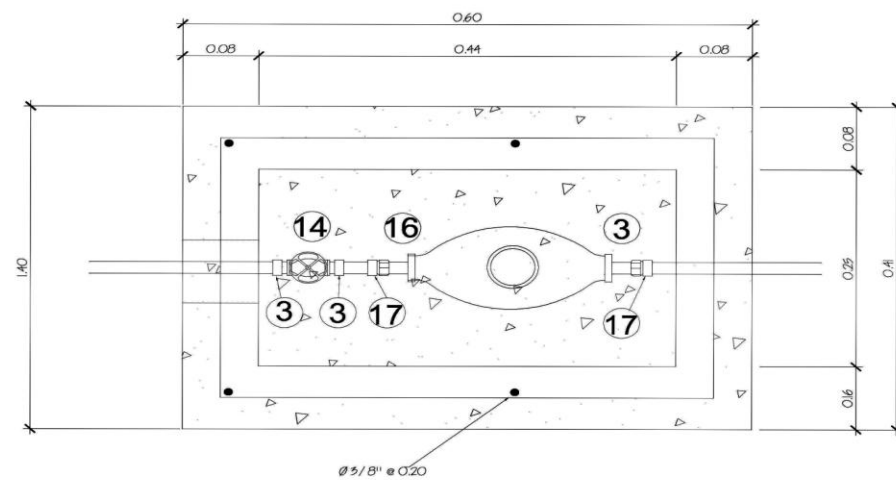
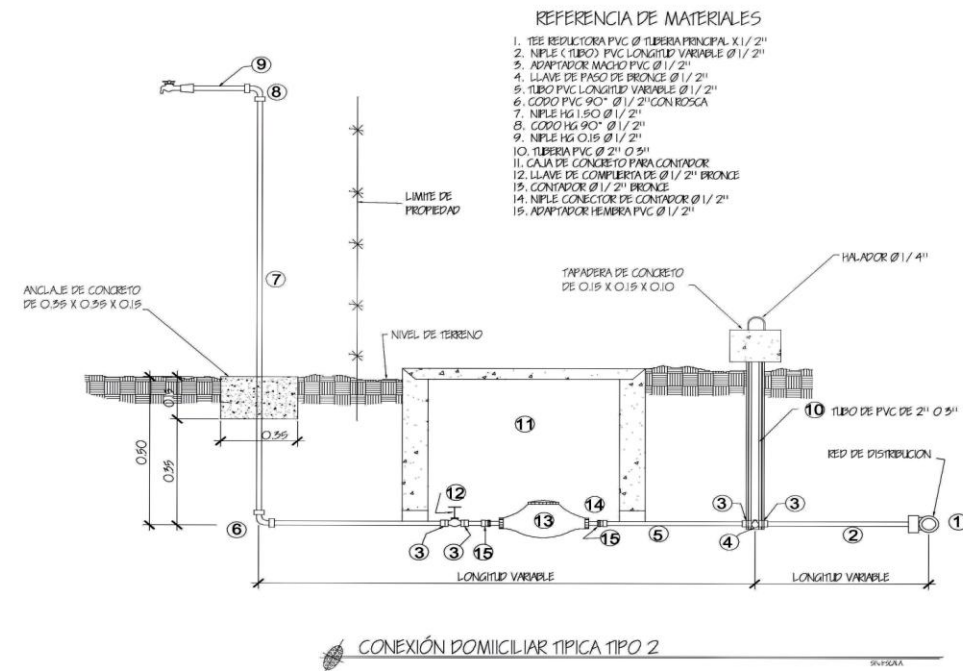
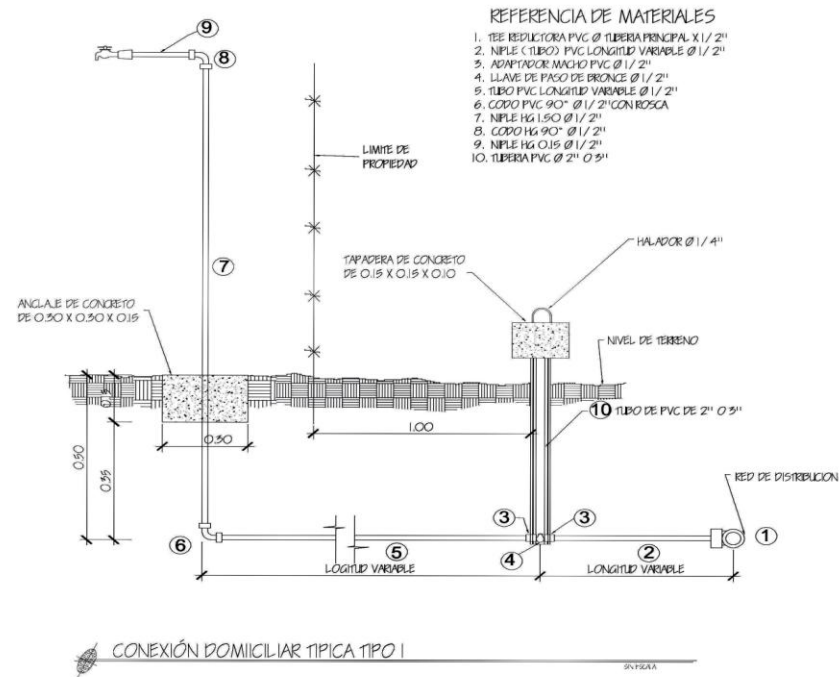
- MATERIALES**
- CONCRETO, SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN DE 210 Kg/cm² (3000 lb/Plu²) A LOS 28 DIAS.
 - ACERO DE REFUERZO, SE USARA ACERO DE REFUERZO DE f_y = 2810 Kg/2/cm² (GRADO 40 KS) ESPECIFICACION ASTM A615.
 - VARIOS.
 - TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 - LOS RECURRIMIENTOS SERAN DE 3cm. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 2%.
 - LA RESISTENCIA DE LA UNIDAD DE BLOCK SERA f_u = 45 Kg/cm².
 - LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.
 - EL CLORO SERA INYECTADO EN LA CASETA DE BOMBEO.
 - EL RECURRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.05m.
 - TODA MODIFICACION REALIZADA A ESTE PLANO, SE DEBE ANOTAR EN EL MISMO.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE

PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERO PATULUP SEGUNDO CENTRO
CONTENIDO: DETALLE DE CASETA DE BOMBEO
ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

REGION DE REGION	EPRESA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	14/15

PROF. PERCEPCIÓN ALFARE MUNEZAL
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ



MATERIALES

1. CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESPESOR DE REPLERA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (5000 lb/ft²) A LOS 28 DIAS.
2. ACERRO DE REPLERO: SE USARA ACERO DE REPLERO DE f_y = 2810 Kg/cm² (GRADO 40 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615.
3. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
4. TODOS LOS REQUERIMIENTOS SERAN DE 5mm EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
5. TODA MODIFICACION REALIZADA A ESTE PLANO, SE DEBE ANOTAR EN EL MISMO.

DETALLE DE CAJA PARA CONTADOR DE AGUA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULAN, EL QUICHE

PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO PATULUP SEGUNDO CENTRO
ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

CONTENIDO: DETALLE CONEXIÓN DOMICILIAR Y DETALLE DE CAJA PARA CONTADOR

ASESOR DE REGION ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	ESPECIALISTA 2009 JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	DISEÑO Y CALZADO EPS 2009 JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	PLANO No. 15 15
---	---	---	-----------------------

PROF. PEDRO P. SOLÍS
ALCALDE MUNICIPAL

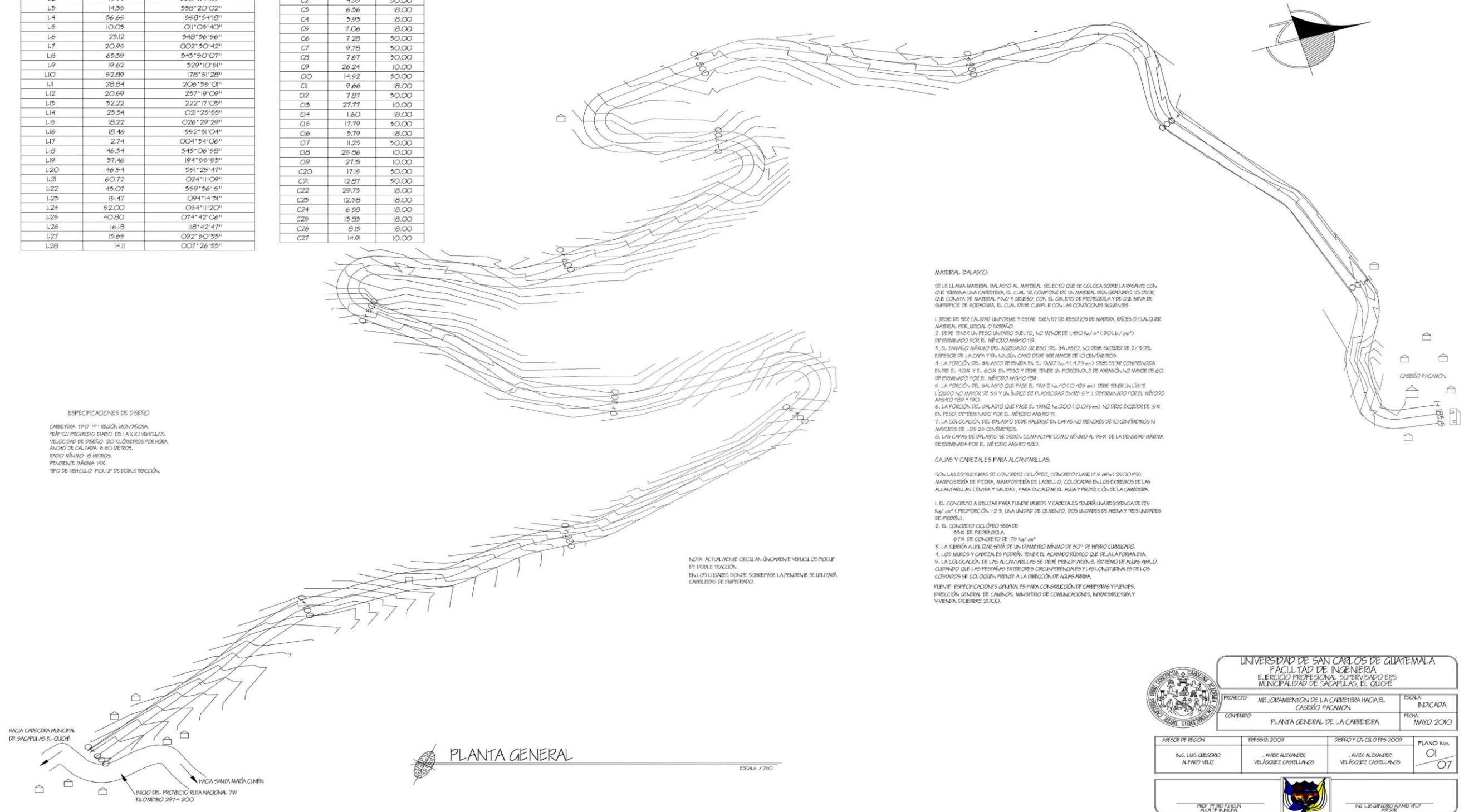
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
PROFESOR

TABLA DE TANGENCIAS		
ESTACIÓN	D. H.	AZIMUT
L1	58.05	356°18'00"
L2	15.77	350°04'09"
L3	14.56	353°20'02"
L4	56.65	358°54'18"
L5	10.09	01°05'40"
L6	23.12	348°56'56"
L7	20.95	002°50'42"
L8	69.59	345°50'07"
L9	19.62	329°10'51"
L10	52.89	178°51'28"
L11	28.84	206°55'01"
L12	20.89	257°19'09"
L13	32.22	222°17'05"
L14	29.34	021°25'35"
L15	18.22	026°29'29"
L16	18.46	352°51'04"
L17	2.74	004°54'06"
L18	46.34	345°06'58"
L19	37.46	194°55'55"
L20	46.84	351°25'47"
L21	60.72	024°11'09"
L22	49.07	359°56'15"
L23	15.47	094°14'51"
L24	52.00	054°11'20"
L25	40.80	074°42'06"
L26	16.18	118°42'47"
L27	19.65	092°50'35"
L28	14.11	007°26'55"

TABLA DE CURVAS		
ESTACIÓN	D. H.	RADIO
C1	1.96	18.00
C2	4.55	30.00
C3	6.56	18.00
C4	5.95	18.00
C5	7.06	18.00
C6	7.28	30.00
C7	9.78	30.00
C8	7.67	30.00
C9	26.24	10.00
C10	14.52	30.00
C11	9.66	18.00
C12	7.87	30.00
C13	27.77	10.00
C14	1.60	18.00
C15	17.79	30.00
C16	5.79	18.00
C17	11.25	30.00
C18	29.86	10.00
C19	27.51	10.00
C20	17.15	30.00
C21	12.87	30.00
C22	29.75	18.00
C23	12.58	18.00
C24	6.58	18.00
C25	19.85	18.00
C26	8.15	18.00
C27	14.91	10.00

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

CARRERA TIPO 11^{ta} REGIÓN MONTAÑOSA
 TRÁFICO PROMEDIO DIARIO DE 1 A 100 VEHÍCULOS
 VELOCIDAD DE DISEÑO: 20 KILOMETROS POR HORA
 ANCHO DE CALZADA: 5.50 METROS
 RADIO MÁXIMO 18 METROS
 PENDIENTE MÁXIMA 1X%
 TIPO DE VEHÍCULO: PICK UP DE DOBLE TRACCIÓN



NOTA: ACTUALMENTE CERRAN ÚNICAMENTE VEHÍCULOS PICK UP DE DOBLE TRACCIÓN. EN LOS LUGARES DONDE SOBREPASE LA PENDIENTE SE UTILIZARÁ CABLEADO DE EMPERMO.

PLANTA GENERAL

ESCALA 1/750

MATERIAL BALASTO:

SE LE LLAMA MATERIAL BALASTO AL MATERIAL SELECTO QUE SE COLOCA SOBRE LA BASE CON QUE TERMINA UNA CARRETERA, EL CUAL SE COMPONE DE UN MATERIAL BIEN GRADUADO, ES DECIR, QUE CONSISTE DE MATERIAL FINO Y GRUESO, CON EL OBJETO DE PROTEGERLA Y DE QUE SIRVA DE SUPERFICIE DE RESERVA, EL CUAL DEBE CUMPLIR CON LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

1. DEBE DE SER CALIDAD UNIFORME Y ESTAR EXENTO DE RESIDUOS DE MADERA, RAÍCES O CUA CUER MATERIAL PERJUDICIAL O EXTRAÑO.
2. DEBE TENER UN PESO UNITARIO SUFICIENTE, NO MENOR DE 1,450 kg/m³ (90 LL./ft³) DETERMINADO POR EL MÉTODO MASHTO 119.
3. EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO DEL BALASTO, NO DEBE EXCEDER DE 2/3 DEL ESPESOR DE LA CAPA Y EN NINGÚN CASO DEBE SER MAYOR DE 10 CENTÍMETROS.
4. LA PORCIÓN DEL BALASTO RETENIDA EN EL TAMIZ No. 1 (4.75 mm) DEBE ESTAR COMPROMETIDA ENTRE EL 40% Y EL 60% EN PESO Y DEBE TENER UN PORCENTAJE DE ABRASIÓN NO MAYOR DE 60% DETERMINADO POR EL MÉTODO MASHTO 189.
5. LA PORCIÓN DEL BALASTO QUE PASE EL TAMIZ No. 40 (0.425 mm) DEBE TENER UN LÍMITE LÍQUIDO NO MAYOR DE 55 Y UN ÍNDICE DE PLASTICIDAD ENTRE 5 Y 11, DETERMINADO POR EL MÉTODO MASHTO 159 Y 180.
6. LA PORCIÓN DEL BALASTO QUE PASE EL TAMIZ No. 200 (0.075 mm) NO DEBE EXCEDER DE 18% EN PESO, DETERMINADO POR EL MÉTODO MASHTO 111.
7. LA COLOCACIÓN DEL BALASTO DEBE HACERSE EN CAPAS NO MENORES DE 10 CENTÍMETROS NI MAYORES DE 100 CENTÍMETROS.
8. LAS CAPAS DE BALASTO SE DEBEN COMPACTAR COMO MÁXIMO AL 95% DE LA DENSIDAD MÁXIMA DETERMINADA POR EL MÉTODO MASHTO 180.

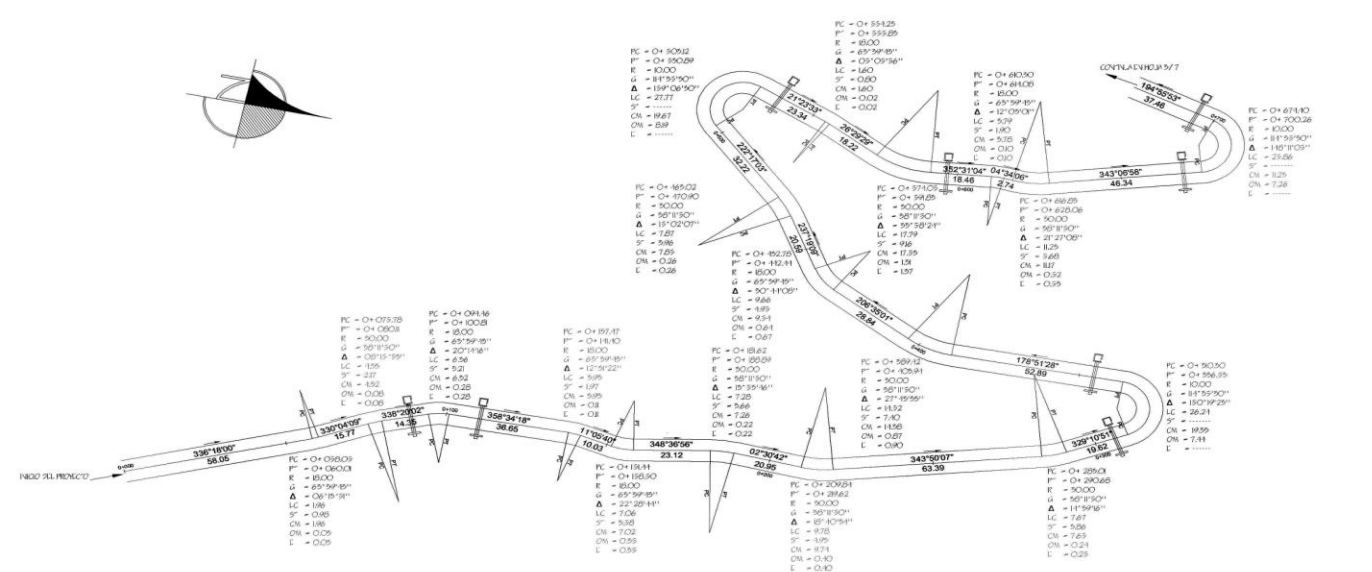
CAJAS Y CABEZALES PARA ALCANFRIELLAS:

SON LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO O CEMENTO, CONCRETO CLASE IT 5 MPa (2800 PSI) MANIPOROSA DE PIEDRA, MANIPOROSA DE LADRILLO, COLOCADAS EN LOS EXTREMOS DE LAS ALCANFRIELLAS (ENTRADA Y SALIDA), PARA ENCAUZAR EL AGUA Y PROTECCIÓN DE LA CARRETERA.

1. EL CONCRETO A UTILIZAR PARA FUNDIR MUROS Y CABEZALES TENDRÁ UNA RESISTENCIA DE 175 kg/cm² (PROPORCIÓN 1:2:5, UNA UNIDAD DE CEMENTO, DOS UNIDADES DE ARENA Y CINCO UNIDADES DE PIEDRA).
2. EL CONCRETO O CEMENTO SERÁ DE 55% DE PIEDRA PULCA 67% DE CONCRETO DE 175 kg/cm².
3. LA TUBERÍA A UTILIZAR SERÁ DE UN DIÁMETRO MÍNIMO DE 30" DE HIERRO CERRILADO.
4. LOS MUROS Y CABEZALES PODRÁN TENER EL ACABADO RÍSCICO QUE DE LA FORMALETA.
5. LA COLOCACIÓN DE LAS ALCANFRIELLAS SE DEBE PRINCIPALMENTE EN EL EXTREMO DE AGUAS BAJAS, CUBIENDO QUE LAS PIEDRAS EXTERIORES CIRCUNFERENCIALES Y LAS LONGITUDINALES DE LOS COSTADOS SE COLOCA EN FRENTA A LA DIRECCIÓN DE AGUAS BAJAS.

FUENTE: ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES, DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, MINISTERIO DE COMUNICACIONES, INFRAESTRUCTURA Y VIVIENDA, DICIEMBRE 2000.

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS EL QUICHE</p>			
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO PACAMON	ESCALA	INDICADA
CONTENIDO	PLANTA GENERAL DE LA CARRETERA	FECHA	MAYO 2010
ASESOR DE REGION	EPESISTA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	01
<p>PREF. MUNICIPAL DE SACAPULAS</p>		<p>ING. GREGORIO ALFARO VELIZ</p>	

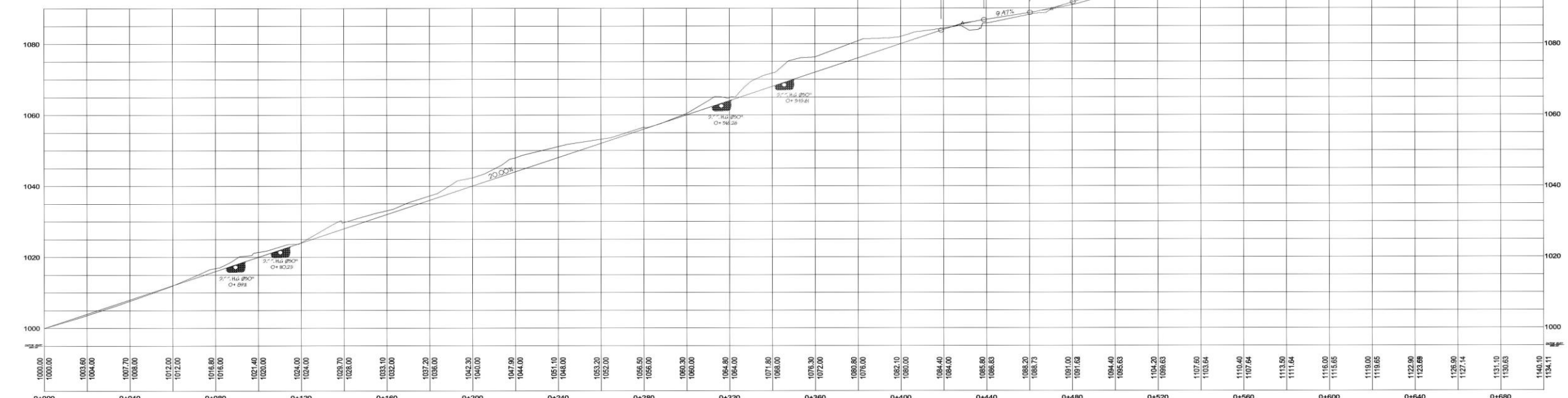


SIEMBOLOGÍA

PC	PRINCIPIO DE CURVA
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE
PI	ISOCIO DE LA CURVA
G	GRADO DE CURVATURA
A	ANGULO DE LA CURVA
LC	LONGITUD DE CURVA
SF	SUPERFICIE
CM	CURVA MAXIMA
E	ORDENADA MEDIA
E	RESERVA

NOTA: MEDIDAS DADAS EN METROS

NOTA: ACTUALMENTE CIRCULAN ÚNICAMENTE VEHICULOS POLIVIA DE DOBLE TRACCION. EN LOS LUGARES DONDE SOBREPASE LA PENDIENTE SE UTILIZARA CABLES DE EMERGENCIA.



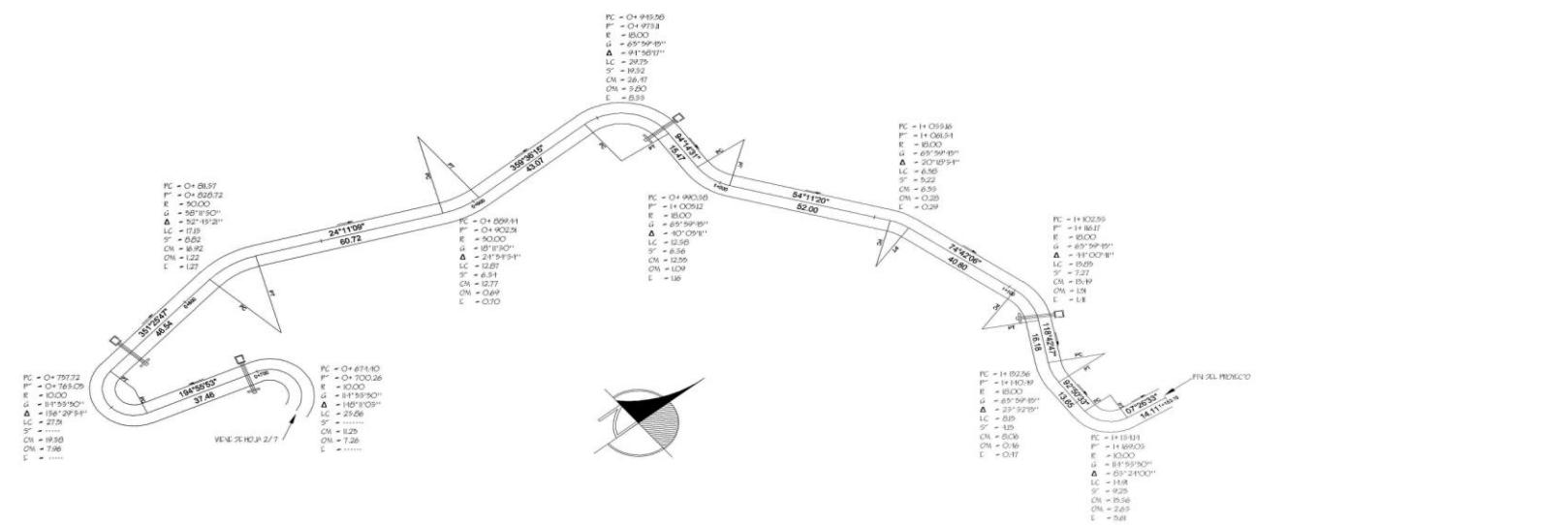
PLANTA - PERFIL DE 0+000 A 0+700
 ESCALA HORIZONTAL / 000
 ESCALA VERTICAL / 500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO PACANON
 CONTENIDO: PLANTA PERFIL TRAMO CARRETERO DE 0+000 A 0+700
 FECHA: MAYO 2010

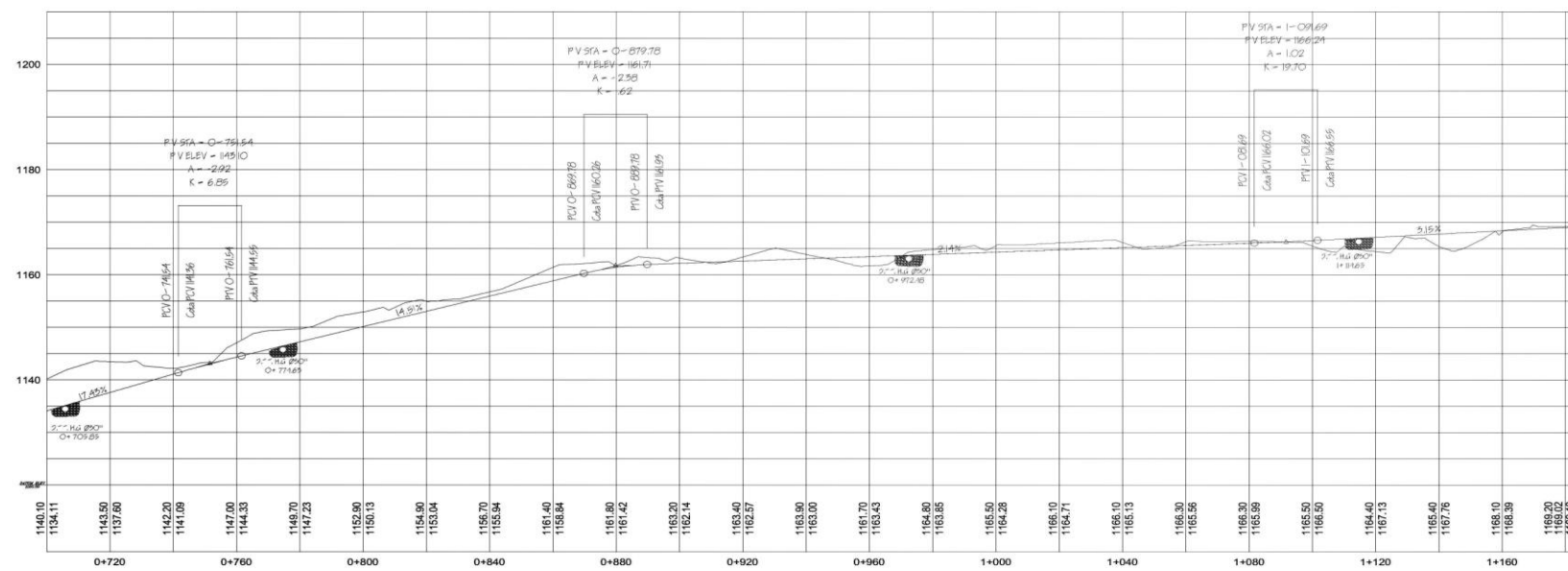
ASESOR DE REGION ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	EPESBIA 2009 JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	DIAGNO Y CALCULO EPS 2009 JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	PLANO No. INDICADA 02 07
---	--	---	-----------------------------------

PROF. PEDRO FELIX ALVARO BLANCO
 ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ



SIMBOLOGÍA	
PC	PRINCIPIO DE CURVA
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE
E	RADIO DE LA CURVA
G	GRADO DE CURVATURA
Δ	ÁNGULO DE LA CURVA
LC	LONGITUD DE CURVA
S	SUPERFICIE
CM	QUEBRADA MANERA
CM	CORRENADA MEDIA
E	EXTENSAL

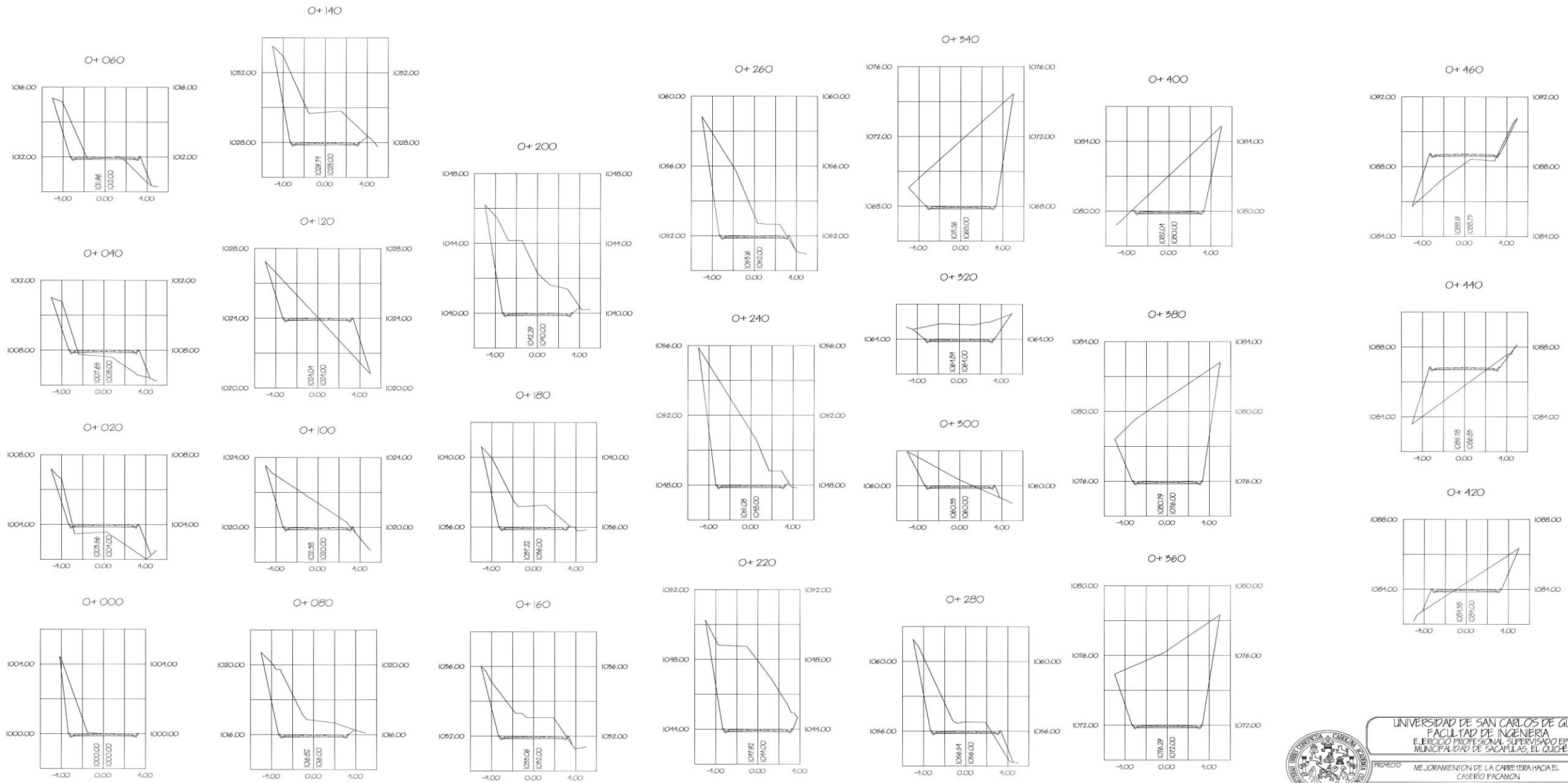
NOTA: MEDIDAS DADAS EN METROS



PERFIL - PERFIL DE 0+700 A 1+183.15
 ESCALA HORIZONTAL / 1:500
 ESCALA VERTICAL / 1:50

NOTA: ACTUALMENTE CIRCULAN ÚNICAMENTE VEHÍCULOS PICK UP DE SOLA TRACCIÓN. EN LOS LUGARES DONDE SOBREPASE LA PENDIENTE SE UTILIZARÁ CARRETERAS DE EMPERUDO.

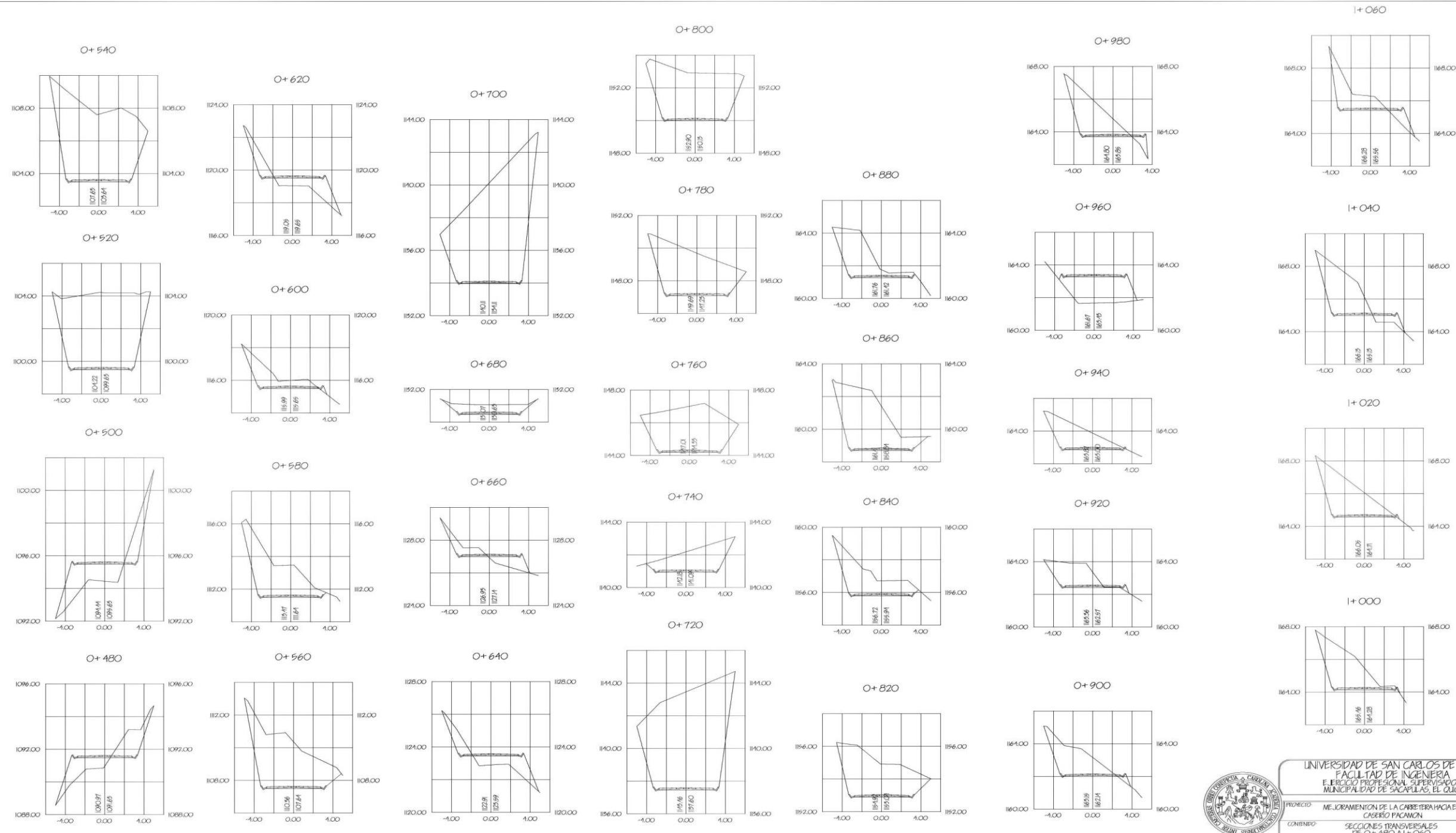
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS EL QUIZÉ			
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO PACAMON	ESCALA	INDICADA
CONTENIDO	PLANTA PERFIL TRAMO CARRETERO DE 0+700 A 1+183.15	FECHA	MAYO 2010
ASESOR DE REGION	EPESITA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	03 07
PROF. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ ALCALDE MUNICIPAL		ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ PROFESOR	



SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA HORIZONTAL / 200
ESCALA VERTICAL / 100

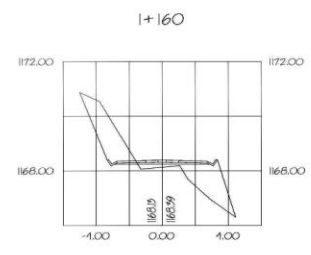
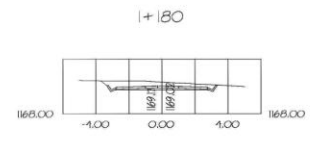
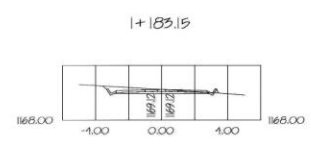
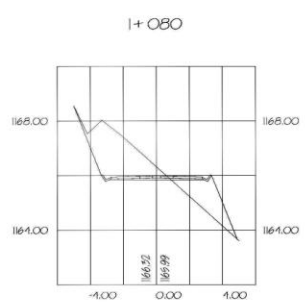
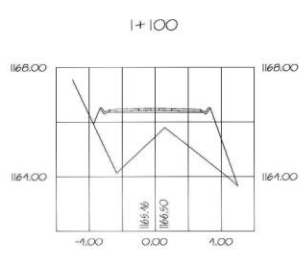
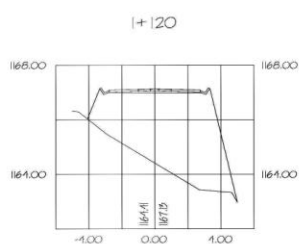
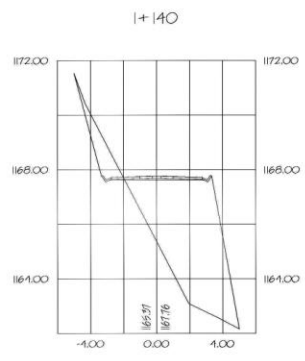
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SACAPULCA EL QUICHE			
PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO PACANAL		ESCALA: INDICADA	
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES DE O+000 A O+460		FECHA: MAYO 2010	
ASESOR DE REGION: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	EPS 2009: JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	PERITO Y CALLEO EPS 2009: JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	PLANO No.: 04 / 07
PREF. PEDRO PUNZON ALCALDE MUNICIPAL		 ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ PERITO	



SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA HORIZONTAL 1/200
ESCALA VERTICAL 1/50

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SACAPULCA, EL QUICÉ			
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO PACAMÁN	DISEÑO Y CÁLCULO EPS 2009	ESCALA INDICADA
CONTENIDO	SECCIONES TRANSVERSALES DE O+ 480 A I+ 060	FECHA	MAYO 2010
ASESOR DE REGION	EPS 2009	DISEÑO Y CÁLCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	05
 PROF. PEDRO PÉREZ RIVERA FISCAL DE INGENIERIA		ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ EPS 2009	



SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA HORIZONTAL / 200
ESCALA VERTICAL / 100

ESTACION	AREA METROS CUADRADOS		VOLUMEN METROS CUBICOS		VOLUMEN ACUMULADOS METROS CUBICOS	
	CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO
D+000.00	4.38	0.00	59.87	57.65	59.87	57.65
D+020.00	1.60	5.76	40.79	98.13	100.65	155.78
D+040.00	2.47	4.05	59.04	60.22	159.89	216.00
D+058.05	4.07	2.62	8.33	4.79	166.03	220.79
D+060.00	3.97	1.66	0.04	0.02	166.06	220.81
D+060.01	3.97	1.66	118.96	13.05	285.02	233.86
D+075.78	11.11	0.00	52.04	0.00	337.06	233.86
D+080.00	12.24	0.00	1.44	0.00	338.50	233.86
D+080.11	12.25	0.00	170.73	1.00	509.23	234.87
D+094.46	11.55	0.14	69.69	0.39	578.91	235.26
D+100.00	11.48	0.03	9.97	0.03	588.88	235.29
D+100.81	10.95	0.05	110.73	0.00	699.61	235.29
D+120.00	5.81	5.15	158.90	49.82	747.78	285.11
D+137.47	20.21	0.00	225.53	44.97	973.32	330.08
D+140.00	16.89	0.00	60.23	0.00	1033.54	330.08
D+141.40	16.50	0.00	25.08	0.00	1048.62	330.08
D+151.44	12.86	0.05	147.29	0.24	1195.91	330.32
D+158.50	10.35	0.08	75.18	0.55	1271.09	330.86
D+160.00	10.25	0.06	15.47	0.10	1286.56	330.97
D+180.00	11.82	0.00	218.70	0.55	1505.26	331.52
D+181.62	11.95	0.00	19.06	0.00	1524.32	331.52
D+185.89	17.18	0.00	111.29	0.00	1635.60	331.52
D+200.00	22.76	0.00	221.80	0.00	1857.40	331.52
D+209.84	25.50	0.00	237.53	0.00	2094.93	331.52
D+219.62	27.81	0.00	250.04	0.00	2344.97	331.52
D+220.00	27.83	0.00	10.46	0.00	2355.44	331.52
D+240.00	25.83	0.00	536.65	0.00	2892.09	331.52
D+260.00	17.81	0.09	436.38	0.95	3328.46	332.47
D+280.00	8.97	1.03	267.80	11.24	3596.26	343.72
D+283.01	3.94	1.38	194.3	3.62	3615.70	347.34
D+290.68	2.69	1.92	33.08	11.94	3671.86	373.01
D+300.00	4.41	0.65	104.71	3.33	3776.58	376.34
D+320.00	7.17	0.00	110.16	0.00	3886.74	376.34
D+336.53	32.49	0.00	346.88	0.00	4233.72	376.34
D+340.00	31.50	0.00	110.88	0.00	4344.59	376.34
D+360.00	36.98	0.00	684.81	0.00	5029.40	376.34
D+380.00	40.08	0.00	770.55	0.00	5799.95	376.34
D+389.42	29.71	0.00	328.83	0.00	6128.79	376.34
D+400.00	17.07	0.00	236.93	0.00	6365.72	376.34
D+403.94	16.01	0.00	61.80	0.00	6427.52	376.34
D+420.00	5.19	1.41	170.21	11.35	6597.73	387.69
D+432.78	1.30	14.36	41.45	100.78	6639.17	488.47
D+440.00	0.51	9.20	5.32	83.89	6644.50	582.16
D+442.44	0.42	9.16	0.92	24.79	6645.42	606.96
D+460.00	0.32	6.95	6.45	141.50	6651.87	748.46
D+463.02	0.48	7.21	1.20	21.43	6653.08	769.89
D+470.80	0.76	6.20	5.49	49.17	6658.56	819.05
D+480.00	4.04	4.83	21.85	50.20	6680.41	869.26
D+500.00	3.79	8.84	78.31	136.73	6758.73	1005.99
D+503.12	0.47	8.85	6.64	27.58	6765.37	1033.57
D+520.00	37.32	0.00	263.67	80.59	7029.04	1114.15
D+530.89	47.46	0.00	467.64	0.00	7496.68	1114.15
D+540.00	37.69	0.00	387.96	0.00	7884.64	1114.15
D+554.23	30.40	0.00	484.32	0.00	8368.97	1114.15
D+555.83	28.23	0.00	48.68	0.00	8417.65	1114.15
D+560.00	21.88	0.00	104.52	0.00	8522.17	1114.15
D+574.05	11.20	0.00	232.33	0.00	8754.50	1114.15
D+580.00	14.09	0.00	71.88	0.00	8826.38	1114.15
D+591.83	7.36	0.00	120.74	0.00	8946.93	1114.15
			50.11	0.60	8997.04	1114.76

D+600.00	4.91	0.15	40.77	6.58	9037.81	1121.34
D+610.30	3.01	1.13	13.72	5.93	9051.52	1127.27
D+614.08	3.12	2.50	7.98	8.71	9059.51	1135.98
D+616.83	2.70	3.85	7.18	14.95	9066.68	1150.94
D+620.00	2.41	4.99	12.39	47.21	9078.07	1188.15
D+628.06	1.08	6.06	19.58	55.91	9098.65	1264.05
D+640.00	2.20	4.98	42.24	77.17	9140.89	1341.22
D+660.00	2.02	2.74	79.23	19.71	9220.12	1360.93
D+674.40	8.99	0.00	33.36	0.00	9255.48	1360.93
D+680.00	3.78	0.00	554.35	0.00	9809.83	1360.93
D+700.00	50.29	0.00	13.83	0.00	9823.66	1360.93
D+705.28	50.54	0.00	23.22	0.00	11375.43	1360.93
D+720.00	48.75	0.00	980.05	0.00	10803.70	1360.93
D+737.72	13.17	0.00	848.51	0.00	11352.21	1360.93
D+740.00	9.08	0.00	23.22	0.00	11375.43	1360.93
D+760.00	21.02	0.00	284.92	0.00	11660.36	1360.93
D+765.03	29.81	0.00	128.96	0.00	11789.32	1360.93
D+780.00	20.84	0.00	379.08	0.00	12168.40	1360.93
D+800.00	24.71	0.00	455.47	0.00	12623.87	1360.93
D+811.57	19.50	0.00	255.87	0.00	12879.54	1360.93
D+820.00	17.89	0.00	159.73	0.00	13039.27	1360.93
D+838.72	12.51	0.00	136.84	0.00	13175.91	1360.93
D+840.00	9.90	0.00	126.39	0.00	13302.30	1360.93
D+860.00	19.54	0.00	294.43	0.00	13596.73	1360.93
D+880.00	9.60	0.00	94.87	6.52	13983.13	1367.45
D+889.44	10.52	1.38	92.37	10.37	14075.50	1377.82
D+900.00	8.19	0.40	16.65	1.91	14092.15	1379.72
D+920.00	5.97	0.35	117.26	12.81	14209.41	1392.53
D+940.00	7.56	0.02	135.27	3.68	14244.68	1398.22
D+945.38	2.95	1.39	23.10	84.41	14396.03	1484.30
D+960.00	0.00	11.30	65.21	85.17	14461.24	1569.47
D+980.00	9.60	0.95	43.33	5.12	14504.56	1574.59
D+990.58	9.25	0.84	83.46	4.84	14687.74	1588.92
D+1000.00	10.60	0.04	31.16	0.06	14718.90	1588.98
D+1020.00	11.56	0.04	192.74	0.35	14911.64	1589.33
D+1040.00	10.66	1.88	222.11	18.17	15133.95	1605.50
D+1055.16	3.44	2.89	26.55	9.16	15267.13	1648.55
D+1060.00	6.08	1.59	106.29	44.20	15386.19	1694.85
D+1061.54	6.44	1.71	10.77	2.10	15277.90	1650.65
D+1080.00	5.30	3.08	52.98	147.29	15439.16	1842.14
D+1100.00	0.00	11.65	0.00	30.31	15439.16	1872.45
D+1102.35	0.00	14.17	0.00	219.66	15439.16	2092.11
D+1117.17	0.00	18.78	0.00	76.68	15439.16	2168.78
D+1120.00	0.00	21.32	41.89	206.07	15481.05	2374.85
D+1132.36	6.78	12.03	28.11	133.09	15509.16	2511.95
D+1140.00	2.15	20.23	0.80	10.95	15509.96	2524.90
D+1140.49	1.93	20.50	16.49	214.07	15526.46	2738.97
D+1154.14	0.48	10.85	28.11	133.09	15509.16	2511.95
D+1160.00	3.11	3.81	7.03	51.72	15533.49	2790.69
D+1169.05	6.55	0.00	33.08	19.17	15566.57	2809.87
D+1180.00	1.09	0.00	41.82	0.00	15608.39	2809.87
D+1183.15	0.31	0.12	2.20	0.20	15610.59	2810.06
			0.00	0.00	15610.59	2810.06

TOTAL CORTE: 15610.59 m³
TOTAL RELLENO: 2810.06 m³

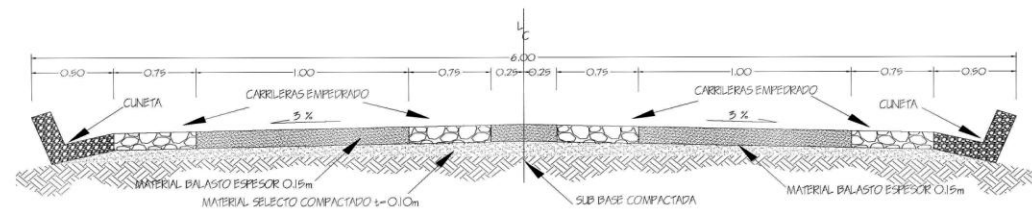
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULAN, EL QUICHE

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO PACANON	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES DE I+080 A I+185.15 Y TABLA DE VOLUMENES	FECHA: MAYO 2010

ASESOR DE REGION: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	EPESISTA 2009: JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009: JAVIER ALEXANDER VELÁZQUEZ CASTELLANOS	PLANO No. 06/07
---	---	---	-----------------

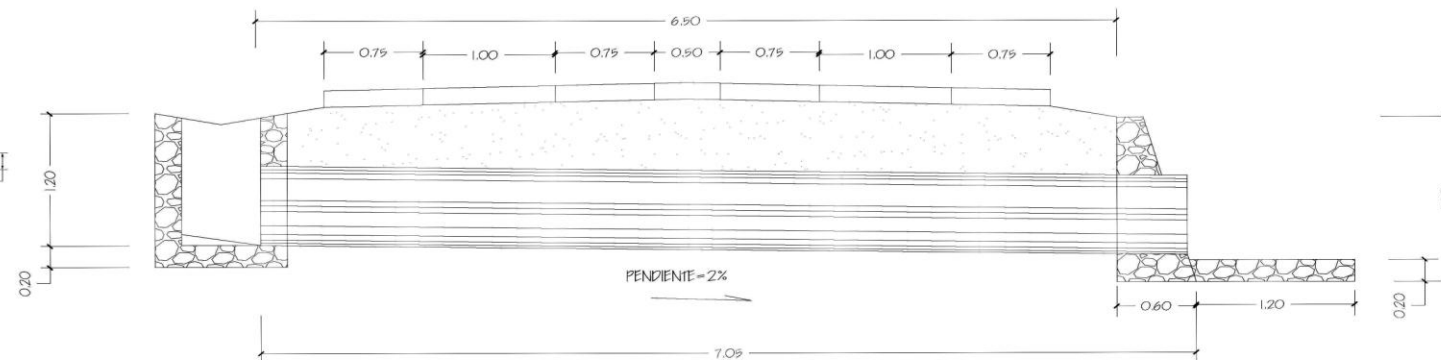
PROF. FREDY FELIX ALCAZ MUNICIPAL

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ PROFESOR



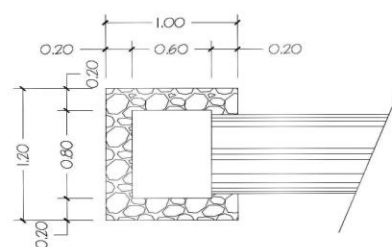
SECCIÓN TÍPICA DE BALASTO Y CARRILERAS DE EMPEDRADO

ESCALA



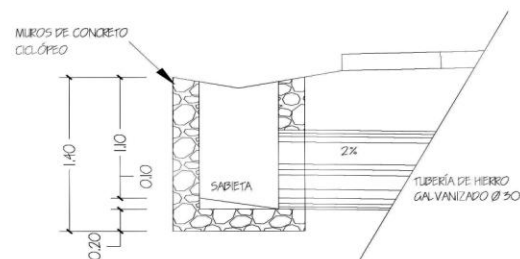
SECCIÓN TRANSVERSAL DE ALCANTARILLA

ESCALA / 20



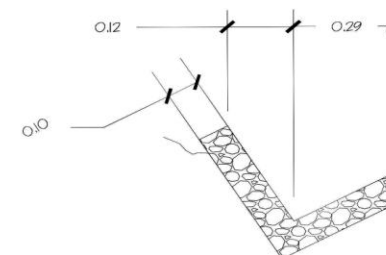
PLANTA CAJA RECOLECTORA

ESCALA / 20



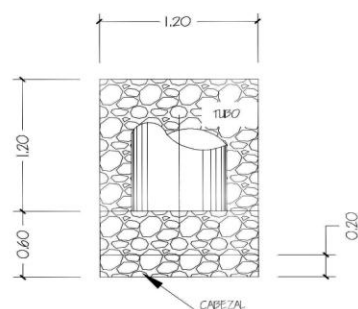
SECCIÓN DE CAJA RECOLECTORA

ESCALA / 20



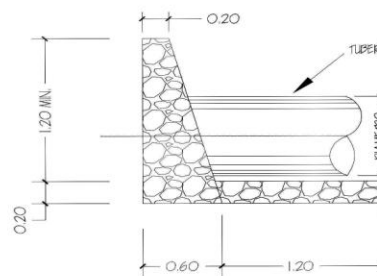
DETALLE DE CUNETETA

ESCALA / 0



PLANTA CABEZAL

ESCALA / 20



PERFIL CABEZAL

ESCALA / 20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, EL QUICHE

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO PACANON
CONTEUDO: DETALLES
ESCALA: INDICADA
FECHA: MAYO 2010

ASESOR DE REGION	EPESGA 2009	DISEÑO Y CALCULO EPS 2009	PLANO No.
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	JAVIER ALEXANDER VELAZQUEZ CASTELLANOS	07 07

PRF. PERO FUSILIN ALCALDE MUNICIPAL	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ PEREGR
-------------------------------------	--