



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL
BARRANCO, CANTÓN EL TABLÓN Y DISEÑO DE LA RED DE
ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PANCÁ DEL
MUNICIPIO DE SOLOLÁ DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Walter Fernando Arreaza Galdámez

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, julio de 2011.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL BARRANCO,
CANTÓN EL TABLÓN Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA
EL CASERÍO EL PANCÁ DEL MUNICIPIO DE SOLOLÁ DEL DEPARTAMENTO DE
SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

WALTER FERNANDO ARREAZA GALDÁMEZ
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento 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 DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL
BARRANCO, CANTÓN EL TABLÓN Y DISEÑO DE LA RED DE
ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PANCÁ DEL
MUNICIPIO DE SOLOLÁ DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
el 18 de febrero de 2010.

Walter Fernando Arreaza Galdámez

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Por siempre cuidar de mí, por darme sabiduría para poder alcanzar mis metas y proporcionarme capacidad para permitirme alcanzar este triunfo.
- MIS PADRES** Walter Fernando Arreaza Cabrera y Rosa Angélica Galdámez Cabrera, por darme la oportunidad de ser una mejor persona, por su paciencia, comprensión, sacrificio, entrega, esmero y sobre todo por el apoyo incondicional que siempre me han brindado en la vida.
- MIS HERMANOS** Erick Romeo y Melva Anarossy, por el apoyo que me brindaron y por formar parte del hogar al que pertenezco.
- MIS ABUELOS** Por su cariño brindado todos estos años a pesar de la distancia.
- MI FAMILIA** Con aprecio y cariño para todos.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

Por darme la vida.

MIS PADRES

Por todo el esfuerzo realizado para mi superación.

MIS AMIGOS

Por estar a mi lado en las buenas y en las malas, por apoyarme sea cual fuera la situación, por ayudarme a salir adelante y estar a mi lado en el camino de la vida.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Características físicas	1
1.1.1. Localización y colindancias	1
1.1.2. Ubicación geográfica	2
1.1.3. Topografía	2
1.1.4. Clima	2
1.1.5. Tipo de vivienda	2
1.1.6. Situación demográfica	3
1.1.7. Población actual	3
1.2. Características de infraestructura	4
1.2.1. Vías de acceso	4
1.2.2. Servicios públicos	5
1.2.2.1. Educación	5
1.2.2.2. Salud	6
1.2.2.3. Agua	7
1.2.2.4. Electricidad	7
1.2.2.5. Letrinización y drenaje	7
1.3. Características socioeconómicas	8

1.3.1.	Origen de la comunidad	8
1.3.2.	Actividad económica	10
1.3.3.	Idioma y religión	11
1.3.4.	Organización de la comunidad	11
1.3.4.1.	Alcalde auxiliar	11
1.3.4.2.	Comités	11
1.3.4.3.	Organizaciones locales	12
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	13
2.1.	Diseño del sistema de agua potable	13
2.1.1.	Sistema de agua potable	13
2.1.2.	Descripción del proyecto	13
2.1.3.	Localización de la fuente	14
2.1.4.	Calidad del agua	14
2.1.4.1.	Análisis físico-químico	15
2.1.4.2.	Análisis bacteriológico	15
2.1.5.	Aforos	15
2.1.6.	Levantamiento topográfico	16
2.1.6.1.	Planimetría	16
2.1.6.2.	Altimetría	17
2.1.7.	Período de diseño	17
2.1.8.	Cálculo de población	17
2.1.9.	Requerimientos de diseño	18
2.1.9.1.	Presiones	18
2.1.9.2.	Velocidades	19
2.1.9.3.	Caudal de diseño	19
2.1.9.4.	Bases de diseño	19
2.1.9.5.	Dotación	20
2.1.10.	El consumo y sus variaciones	21

2.1.10.1.	Consumo medio diario	21
2.1.10.2.	Consumo máximo diario	23
2.1.10.3.	Consumo máximo horario	23
2.1.10.4.	Caudal de bombeo	24
2.1.11.	Diseño hidráulico	25
2.1.11.1.	Diseño y tipo de tubería	25
2.1.11.2.	Diseño de línea de conducción	25
2.1.11.3.	Línea de impulsión	29
	2.1.11.3.1. Tubería de succión	29
	2.1.11.3.2. Tubería de descarga	29
2.1.11.4.	Diseño de equipo de bombeo a utilizar	35
	2.1.11.4.1. Carga dinámica total	35
	2.1.11.4.2. Sobre presión por golpe de ariete	36
	2.1.11.4.3. Potencia de la bomba	38
	2.1.11.4.4. Verificación de la cavitación	39
	2.1.11.4.5. Especificaciones del equipo de bombeo	45
2.1.11.5.	Tanque de distribución	46
	2.1.11.5.1. Diseño estructural tanque de distribución	46
	2.1.11.5.2. Diseño del muro por gravedad	47
	2.1.11.5.3. Diseño de la losa del tanque	50
2.1.11.6.	Tanque de succión	53
2.1.11.7.	Diseño de la red de distribución	54

	2.1.11.8.	Sistema de desinfección	62
	2.1.11.9.	Conexión domiciliar	64
2.1.12.		Obras de arte utilizadas en líneas de conducción	65
	2.1.12.1.	Cajas rompe-presión	65
	2.1.12.2.	Captación de brote definido	66
	2.1.12.3.	Pasos de zanjón, recubrimientos y anclajes	67
	2.1.12.4.	Pasos aéreos	68
2.1.13.		Válvulas	69
	2.1.13.1.	Válvulas de limpieza	69
	2.1.13.2.	Válvulas de aire	70
2.1.14.		Evaluación de impacto ambiental	71
2.1.15.		Presupuesto	73
	2.1.15.1.	Factor de ayudante	74
	2.1.15.2.	Prestaciones	74
2.1.16.		Programa de operación y mantenimiento	78
2.1.17.		Propuesta de tarifa	78
2.1.18.		Evaluación socio-económica	79
	2.1.18.1.	Valor Presente Neto (VPN)	79
	2.1.18.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	81
2.2.		Diseño de la red de alcantarillado sanitario	83
	2.2.1.	Descripción del proyecto	83
	2.2.1.1.	Alcance del proyecto	84
	2.2.2.	Topografía	84
	2.2.2.1.	Levantamiento topográfico	84
	2.2.2.2.	Altimetría y planimetría	84
	2.2.3.	Descripción del sistema a utilizar	85
	2.2.4.	Partes de un alcantarillado	85
	2.2.4.1.	Colector	85

2.2.4.2.	Pozos de visita	85
2.2.4.3.	Conexiones domiciliarias	86
2.2.5.	Período de diseño	86
2.2.6.	Cálculo de población futura	87
2.2.7.	Parámetros de diseño	88
2.2.7.1.	Consideraciones generales	88
2.2.7.1.1.	Caudal	88
2.2.7.1.2.	Velocidad de flujo	88
2.2.7.1.3.	Tirante	89
2.2.7.2.	Determinación de caudales	89
2.2.7.2.1.	Dotación	89
2.2.7.2.2.	Factor de retorno	90
2.2.7.3.	Caudal medio	90
2.2.7.3.1.	Caudal domiciliar	91
2.2.7.3.2.	Caudal por conexiones ilícitas	91
2.2.7.3.3.	Caudal por infiltración	92
2.2.7.3.4.	Caudal comercial	92
2.2.7.3.5.	Caudal industrial	93
2.2.7.4.	Factor de caudal medio	93
2.2.7.5.	Caudal máximo	94
2.2.7.6.	Factor de Harmond	94
2.2.7.7.	Caudal de diseño	94
2.2.8.	Requerimientos de diseño hidráulico	95
2.2.8.1.	Coefficiente de rugosidad	95
2.2.8.2.	Sección llena y parcialmente llena	96
2.2.8.3.	Velocidades máximas y mínimas	97
2.2.8.4.	Fórmula de Manning	97
2.2.8.5.	Diámetros de tubería	98

2.2.8.6.	Profundidades de tubería	98
2.2.8.7.	Ancho de zanja	100
2.2.8.8.	Volumen de excavación	101
2.2.8.9.	Cotas invert	101
2.2.8.10.	Profundidad de los pozos de visita	102
2.2.8.11.	Ejemplo de diseño de un tramo	102
2.2.8.12.	Tabla de resultados	107
2.2.9.	Evaluación de impacto ambiental	111
2.2.10.	Planos constructivos	111
2.2.11.	Presupuesto	112
2.2.12.	Especificaciones técnicas	113
2.2.13.	Cronograma de ejecución	119
2.2.14.	Evaluación socio-económica	119
2.2.14.1.	Valor Presente Neto (VPN)	119
2.2.14.2.	Tasa interna de retorno	120
CONCLUSIONES		123
RECOMENDACIONES		125
BIBLIOGRAFÍA		127
APÉNDICE		129

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Presión atmosférica vs. altura sobre nivel del mar	42
2.	Dimensionamiento del muro de gravedad	48
3.	Tipos de red de distribución	55
4.	Caja rompe-presión	65
5.	Captación de brote definido	66
6.	Paso de zanjón	68
7.	Paso aéreo	68
8.	Colocación de válvulas de limpieza	69
9.	Colocación de válvulas de aire	70
10.	Válvula de aire	71

TABLAS

I.	Población caserío Pancá	4
II.	Población caserío El Barranco	4
III.	Enfermedades más comunes en el caserío Pancá	6
IV.	Enfermedades más comunes en el Caserío El Barranco	7
V.	Costo mensual de bombeo	33
VI.	Costo mensual de amortización	34
VII.	Costo total de tubería	34
VIII.	Presión de vapor y carga de presión de vapor del agua	43
IX.	Cálculo del peso y de los momentos en el muro	49
X.	Área de acero y espaciamiento	53

XI.	Diseño de ramal 1 y ramal 2	61
XII.	Listado taxativo	73
XIII.	Pago de albañil y ayudante	74
XIV.	Cálculo del porcentaje de prestaciones anuales	75
XV.	Cálculo de unitario replanteo y levantamiento topográfico	76
XVI.	Presupuesto agua potable	77
XVII.	Cálculo valor presente neto	80
XVIII.	Relación de diámetros, sección llena y parcialmente llena	96
XIX.	Profundidad mínima para tubería de concreto en metros	99
XX.	Profundidad mínima para tubería de PVC en metros	100
XXI.	Anchos de zanja	100
XXII.	Datos de diseño	103
XXIII.	Ramal 1	107
XXIV.	Ramal 2	107
XXV.	Ramal 3	109
XXVI.	Ramal 4	109
XXVII.	Listado taxativo	111
XXVIII.	Presupuesto introducción de drenaje sanitario	112
XXIX.	Cronograma de ejecución drenaje sanitario caserío Pancá	119

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
g	Aceleración gravitacional
z	Ancho de zanja (m)
A	Área de la tubería (m ²)
h_{vp}	Carga de presión de vapor del líquido a la temperatura de bombeo
h_{sp}	Carga de presión estática sobre el fluido en el almacenamiento
NPSH_D	Carga de succión neta disponible
NPSH_R	Carga de succión neta requerida
CDT	Carga dinámica total
Q	Caudal
Q_{com}	Caudal comercial

Q_b	Caudal de bombeo
Q_e	Caudal del agua en la entrada del
Q_{dom}	Caudal domiciliar
Q_{ind}	Caudal industrial
Q_{md}	Caudal máximo diario
Q_{mh}	Caudal máximo horario
Q_{ci}	Caudal por conexiones ilícitas
Q_i	Caudal por infiltración
Q_m	Caudal medio
$Q_{unitario}$	Caudal unitario
C	Coefficiente de fricción
n	Coefficiente de rugosidad
Q_m	Consumo medio diario
CT	Cota del terreno

CIE	Cota invert de entrada (pozo de visita)
CIS	Cota invert de salida (pozo de visita)
CISo	Cota invert de salida inicial (caja de visita)
D_c	Demanda de cloro en mg/litro
Ø	Diámetro de la tubería
D	Diámetro interno de la tubería
Ø_{int}	Diámetro interno de la tubería
H	Diferencia de cotas de terreno
H_d	Diferencia de cotas entre el tanque de succión y el tanque de distribución
h_s	Diferencia de elevación desde el nivel del fluido en el depósito a la línea central de la entrada de succión de la bomba
d	Distancia entre pozos (m)
DH	Distancia horizontal entre pozos
Dot	Dotación (l/hab/día)

e	Eficiencia de la bomba
E	Espesor de la pared de la tubería (cm)
FQM	Factor de caudal medio
FH	Factor de Harmond
FR	Factor de retorno
F_c	Flujo de cloro en gramos/hora
GA	Golpe de ariete
°C	Grados Celsius
kPa	Kilopascales
L_{dis}	Longitud de diseño
L_{DIS}	Longitud de diseño
E	Módulo de elasticidad del material de la tubería
K	Módulo de elasticidad volumétrica del agua kN/m ³
No Hab	Número de habitantes

S_{tubo}	Pendiente de la tubería
S	Pendiente de la tubería
H_f	Pérdida de carga
h_f	Pérdida de carga en la tubería de succión
H_{fM}	Pérdida de carga mayor
H_{fm}	Pérdida de carga menor
H_f	Pérdida de impulsión
H_v	Pérdida de velocidad en la tubería
H_f	Pérdida en la tubería en m
H_m	Pérdidas menores por accesorios
T_b	Período de bombeo
N	Período de diseño
γ_{cc}	Peso específico concreto ciclópeo
γ_{agua}	Peso específico del agua

γ_{suelo}	Peso específico del suelo
Pa	Población actual
P	Población futura acumulada en miles
Pf	Población futura de diseño
POT	Potencia de la bomba
H₁	Profundidad del primer pozo (m)
H₂	Profundidad del segundo pozo (m)
L₂	Segunda longitud a encontrar
R	Tasa de crecimiento
T	Tiempo de llenado del recipiente
V	Velocidad
V	Velocidad a sección llena (m/s)
v	Velocidad del fluido
V	Volumen de excavación (m ³)

V Volumen del recipiente

Vol_T Volumen del tanque

GLOSARIO

Aforo	Medición del caudal de agua que lleva una corriente.
Aguas negras	Agua que se desecha después de haber servido para un fin, puede ser doméstica, comercial o industrial.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos del ser humano.
Agua sanitariamente segura	Agua libre de microorganismos patógenos y de sustancias químicas dañinas a la salud.
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo, en un instante dado. Sus expresiones más usuales son litros por segundo, metros cúbicos por segundo, galones por minuto.
Cavitación	Fenómeno que se suscita cuando la presión disminuye en el ojo del impulsor de una bomba, hasta ser menor que la presión de vapor de agua.
Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas negras desde la candela hasta el colector principal.

Consumo	Cantidad de agua que realmente es usada por una persona.
Cotas invert	Cota o altura de la parte inferior e interior del tubo ya instalado.
Demanda	Cantidad de agua deseada por el usuario.
Diámetro	Línea recta que pasa por el centro y dos puntos cualesquiera de la circunferencia del círculo o de la superficie de la esfera.
Dotación	Cantidad de agua que se asigna a una persona por día.
Infiltración	Introducir gradualmente un líquido en los poros o intersticios de un cuerpo sólido.
Tirante	Altura del agua dentro de una tubería.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de Sololá, Sololá, el cual tiene como objetivo fundamental, proporcionar soluciones técnicas en respuesta a las necesidades reales de la población.

El trabajo de graduación está dividido en dos capítulos: el primero consiste en una fase de investigación, en la cual se detalla la monografía y características importantes de las comunidades beneficiadas, el segundo está basado en el servicio técnico profesional desarrollado en las comunidades del municipio.

El servicio técnico profesional consiste en el diseño y planificación de dos proyectos, los cuales son: el diseño de un sistema de agua potable para el caserío El Barranco y el diseño de la red de alcantarillado sanitario para el caserío Pancá, en los cuales se presentan los aspectos técnicos del diseño, tales como; cálculo y diseño hidráulico, determinación de caudales, requerimientos de diseño, operación y mantenimiento, elaboración de planos, presupuestos y cronogramas de ejecución de los respectivos proyectos.

OBJETIVOS

General

Contribuir al desarrollo del municipio de Sololá con la planificación y diseño de infraestructura, que sean la solución a las necesidades básicas existentes y de mayor prioridad en las comunidades de dicho municipio.

Específicos

1. Realizar el diseño del sistema de agua potable, para el caserío El Barranco, cantón El Tablón para dotar a la población actual y futura de la comunidad, con base en normas y especificaciones de diseño de abastecimientos de agua potable.
2. Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para el caserío Pancá, que sea capaz de cubrir las necesidades de la comunidad y contribuir al cuidado y limpieza del medio ambiente.
3. Proyectar el Ejercicio Profesional Supervisado al sector rural, para poder así contribuir a su desarrollo, y a la vez poner en práctica los conocimientos obtenidos en la formación académica, para lograr experiencia en el desempeño como futuro profesional.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación ha sido elaborado como resultado del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en el municipio de Sololá, basándose en las necesidades existentes y de mayor prioridad e interés, tanto de la población como de la municipalidad.

Dadas las circunstancias en las que se encuentra el municipio de Sololá, con el problema del desastre ecológico del lago de Atitlán, desde los drenajes servidos que van al lago, drenajes pluviales que arrastran basura, fertilizantes que llegan al lago, malas costumbres higiénicas, etcétera, se tiene como prioridad realizar proyectos de agua y saneamiento.

La comunidad del caserío El Barranco, actualmente no cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable, por lo que se necesita el diseño, planificación y construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable para satisfacer a la población con el vital líquido.

El caserío El Pancá, actualmente carece de una red de alcantarillado sanitario, por ello se le ha dado prioridad a dicho proyecto de saneamiento.

Aquí el lector encontrará, no sólo las bases de diseño para estos proyectos, sino también las ecuaciones para el mismo y el significado de cada uno de los términos de la ecuación para su mejor entendimiento.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Características físicas

1.1.1. Localización y colindancias

El caserío Pancá, se sitúa al Noroeste de la ciudad de Sololá, a una altura aproximada de 2 113 metros sobre el nivel del mar. Dista de Sololá 1 kilómetro y a 140 kilómetros de la ciudad capital. La comunidad colinda al Norte con el Xolbé, al Este con Sololá, al Oeste con aldea Argueta y cantón Chuiquel y al Sur con el Barrio San Antonio.

Administrativamente el caserío Pancá, pertenece al municipio y departamento de Sololá.

El caserío El Barranco se sitúa al Norte de la ciudad de Sololá, a una altura de 2 380 metros sobre el nivel del mar. Dista de Sololá 6 kilómetros y a 140 kilómetros de la ciudad capital. Colinda al Norte con el caserío Cooperativa Tablón, al Oeste con Los Yaxón Chaquijyá y colonia María Tecún, al Sur con el caserío Yaxon Neboyá y Central Tablón y al este con el caserío Central Tablón.

Administrativamente el caserío El Barranco, pertenece al cantón El Tablón del municipio y departamento de Sololá.

1.1.2. Ubicación geográfica

Las coordenadas geográficas sitúan al caserío El Pancá en las coordenadas: latitud 14°46'54" Norte, longitud 91°11'20" Oeste. El caserío El Barranco, se sitúa en las coordenadas: latitud 14°47'48,309" Norte, longitud 91°11'15" Oeste.

1.1.3. Topografía

La topografía que presentan los caseríos Pancá y El Barranco es variable y quebrada por ser una zona montañosa. Su suelo es productivo, especialmente para la siembra de maíz y hortalizas.

1.1.4. Clima

De acuerdo a la ubicación geográfica de ambas comunidades y por su altitud, el clima que predomina es frío, predominando vientos fríos durante las tardes. La temperatura máxima registrada es de 21 °C, la media de 13 °C y la mínima de 8 °C. La precipitación pluvial promedio anual es de 1 010 mm.

1.1.5. Tipo de vivienda

En el caserío Pancá existen 83 viviendas; el 75% de ellas están hechas de adobe, con techo de lámina galvanizada y suelo arenoso; las viviendas restantes están construidas con paredes de block, techo de lámina galvanizada y piso de cemento. Normalmente cada vivienda cuenta con su cocina, que también es usada como comedor.

En el caserío El Barranco existen 82 viviendas; el 98% de ellas están hechas de adobe, con techo de lámina galvanizada y piso de tierra, el 2% de las viviendas restantes están construidas con paredes de block, techo de lámina galvanizada y piso de cemento.

1.1.6. Situación demográfica

Sololá es uno de los departamentos del país con más proporción de población indígena: un 94% del total de habitantes, perteneciente a los grupos cakchikel, kiché y tzutuj'íl. La población rural representa el 66% del total, por lo que la población de los dos caseríos es eminentemente indígena.

1.1.7. Población actual

De acuerdo con los datos obtenidos por los últimos censos poblacionales proporcionados por los dirigentes comunales, la población actual en el caserío Pancá es de 498 habitantes y en el caserío El Barranco la población es de 492 habitantes aproximadamente entre hombres y mujeres. La gran mayoría de la población es monolingüe y son pocas las personas que hablan el castellano como segundo idioma.

Con relación a la población por sexo y edad, se tienen los siguientes datos:

Tabla I. **Población caserío Pancá**

Edad	Masculino	Femenino	Total
0-4	38	44	82
5-14	77	53	130
15-24	55	57	112
25-49	62	68	130
50 o más	26	18	44
Total	258	240	498

Fuente: Centro de Salud de Sololá.

Tabla II. **Población caserío El Barranco**

Edad	Masculino	Femenino	Total
0-4	30	55	85
5-14	80	41	121
15-24	60	54	104
25-49	64	61	125
50 o más	26	31	57
Total	258	240	492

Fuente: Centro de Salud de Sololá.

1.2. Características de infraestructura

1.2.1. Vías de acceso

El caserío Pancá cuenta con una vía de acceso principal, es un camino adoquinado de aproximadamente 1 kilómetro de longitud, accesible durante todo el año, dicha carretera se interconecta con la carretera principal de Sololá a la altura del kilómetro 139.

La vía principal de acceso del caserío El Barranco, lo constituye un camino de terracería que se mantiene en buenas condiciones, aunque no en época lluviosa. Dicha vía tiene una extensión de 4 kilómetros y se conecta con la carretera que conduce a Sololá a la altura del kilómetro 135, en el lugar conocido como Xolbé.

1.2.2. Servicios públicos

1.2.2.1. Educación

El caserío El Pancá no cuenta con un establecimiento educativo y los niños se trasladan a la ciudad de Sololá, lugar más cercano para estudiar la primaria. Algunos jóvenes acuden a estudiar el nivel básico y diversificado en los centros educativos de Sololá que quedan a 2 kilómetros y se trasladan todos los días.

Los vecinos del caserío Pancá indicaron que únicamente los niños tienen la posibilidad de asistir a la escuela y que sólo llegan a cuarto primaria. Esto se debe al factor económico de las familias. Debido a estas condiciones de la comunidad existe un alto índice de analfabetismo.

El caserío El Barranco cuenta con un establecimiento educativo donde funciona la escuela: Oficial Rural Mixta El Barranco. Está ubicada en un lugar céntrico, y a los alumnos les toma alrededor de 10 minutos para llegar a ella, movilizándose a pie. Algunos jóvenes acuden a estudiar el nivel básico y diversificado a otros caseríos como en el caserío Central y Santa María el Tablón o a Sololá.

1.2.2.2. Salud

La comunidad El Pancá y El Barranco cuentan únicamente con una unidad mínima de salud, las mujeres en estado gestacional acuden a las comadronas y la mayoría de personas acuden a visitar curanderos, quienes los asisten en casos de enfermedades.

La población del Pancá manifiesta que las enfermedades más comunes son como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla III. **Enfermedades más comunes en el caserío Pancá**

Enfermedad	Hombres	Mujeres	Niños
Gripe	X		X
Diarrea	X		
Dolores Intestinales		X	
Parásitos		X	
Mal de ojo			X
Bronco pulmonía			X

Fuente: pobladores del caserío Pancá.

Los pobladores del caserío El Barranco manifiestan que las enfermedades más comunes son:

Tabla IV. **Enfermedades más comunes en el Caserío El Barranco**

Enfermedad	Hombres	Mujeres	Niños
Gripe	X	X	X
Diarrea			X
Dolor de cabeza	X	X	
Tos			X
Dolor de estómago			X
Mal de ojo			X

Fuente: pobladores del caserío El Barranco.

1.2.2.3. Agua

El caserío Pancá cuenta con un sistema de agua potable, caso contrario con la población del caserío El Barranco, por lo cual se diseñará un sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío.

1.2.2.4. Electricidad

En ambos caseríos, la energía eléctrica llega a la mayoría de viviendas y cuentan con alumbrado público.

1.2.2.5. Letrinización y drenaje

Ninguno de los dos caseríos cuenta con un sistema de drenajes, por lo que las aguas servidas, producto del lavado de ropa y de otros enseres del hogar, corren a flor de tierra y éstos son dirigidos hacia los barrancos.

La mayoría de viviendas cuentan con letrinas de tipo tradicional o sea pozo ciego con plancha y taza de cemento. Quienes no lo tienen realizan sus necesidades fisiológicas en los barrancos y entre la milpa.

1.3. Características socioeconómicas

1.3.1. Origen de la comunidad

Caserío El Pancá

El nombre de la comunidad de “Pancá”, surgió de la versión comunitaria: en la antigüedad en el lugar, cerca del río se fabricaban piedras de moler (instrumento de origen ancestral que se utiliza en la cocina). Una persona originaria del municipio de Nahualá fabricaba una piedra de moler y sin darse cuenta, le cayó una piedra encima provocándole la muerte, por lo anterior los pobladores para identificar su comunidad y debido a la actividad que en ella se desarrollaba, decidieron denominarlo “Pancá” que significa lugar de Piedras de Moler.

La comunidad empezó a poblarse en el año 1971, anteriormente el lugar estaba cubierto de bosque. Los primeros habitantes fueron: José María Güit, Manuela Chuj, Magdalena Chiyal, Lucio Suluguí, y Luis Chivalán. Se asentaron en el lugar, porque donde vivían estaban alquilando, por lo que la mayoría de las personas decidieron construir en su propio terreno y se asentaron en este lugar, aprovechando la tierra para cultivar. Desde su llegada, los primeros pobladores se dedicaron a la agricultura, en la siembra de granos básicos y a la producción de hortalizas para el consumo y para la comercialización.

Para la luz eléctrica todas las personas compraron y acarrearón los postes hasta llevarlos a los puntos necesarios, a la cuadrilla encargada de instalación, se les dio alimentación y alojamiento, aunque quienes la instalaron, fueron las mismas personas y quienes no colaboraron en nada, hasta la fecha quieren obtener su luz sin pagar una cuota, por lo que en ese caso se les niega el derecho de paso con vehículo, y únicamente pueden acceder a pie.

Caserío El Barranco

Esta comunidad comenzó sus gestiones de superación el 15 de febrero de 1974, quedando como presidente del 1er comité pro-mejoramiento, el señor Cesario Saloj Julajuj, seguido de Andrés Julajuj y Salomón Tzaput.

Todo comenzó con la educación, cuando aparece el primer maestro en la comunidad, el señor Francisco Axpuc y Cisario Saloj, conversaron sobre la necesidad de implementar una escuela en ese lugar, luego el Sr. presidente convoca a unas personas, ambos se pusieron de acuerdo en juntar al personal, quienes encontraron el problema sobre la falta de predio para la escuela, luego llegó el maestro a la comunidad dialogando con los comités y quedando entonces en acuerdo en buscar apoyo institucional.

El señor Basilio Sicajau prestó una casa por un año para impartir las clases a los niños de la comunidad. En ese tiempo, el lugar no tenía nombre y este era necesario para poder gestionar la construcción de la escuela, siendo entonces el maestro quien toma la decisión de llamarlo caserío El Barranco, debido a que los habitantes estaban ubicados en un lugar como una rejoya, por eso le dio ese nombre.

En ese entonces empezaron a gestionar los requerimientos para la obtención de las instalaciones educativas propias de la comunidad, para facilitar el acceso a una educación. Lograron la construcción de las instalaciones de los edificios. Llegando así entonces al año 1975, año en que se construyó la escuela de cartón. Así mismo, en 1976 se realizó la construcción de 3 aulas y una dirección, siendo éstas de block, para ello, se asignaron 2 maestros más, siendo uno de ellos, el señor Miguel Linares, todo esto fue debido al aumento de la población.

Como consecuencia del terremoto de 1976 se destruyeron algunas casas. En el año 1982 el conflicto armado interno, provocó timidez en los vecinos; sin embargo, lograron el apoyo institucional de FONAPAZ en la construcción de otras tres aulas más en la escuela de la comunidad. Así también, la comunidad ha logrado los servicios de agua potable y energía eléctrica convertido en domicilio en 1998 aproximadamente.

1.3.2. Actividad económica

La actividad económica principal en el caserío Pancá y El Barranco, radica en la agricultura y la tenencia de tierras. Sus cultivos más sobresalientes son: maíz, cebolla, repollo, papa y ejote, los cuales se cultivan uno después de otro según la época del año.

La producción pecuaria se fundamenta en la crianza de animales domésticos como las gallinas, cerdos, vacas y cabras. De los productos y subproductos que se obtienen de los animales, una parte se utiliza para el consumo familiar y la otra para vender. Los subproductos en mención son la carne, los huevos; que normalmente los venden en el mercado de Sololá o en la misma comunidad.

1.3.3. Idioma y religión

El idioma que predomina en las dos regiones, es el cakchiquel y pocas personas hablan el castellano. La mayoría de personas del caserío El Pancá y El Barranco, profesan más de una religión y manifiestan sus creencias participando en las actividades religiosas. Los grupos con más adeptos son los evangélicos, los católicos tradicionales, la renovación carismática y la religión maya. La existencia de múltiples religiones no ha generado conflictos ni divisiones en la comunidad.

1.3.4. Organización de la comunidad

1.3.4.1. Alcalde auxiliar

Las comunidades cuentan con un Alcalde Auxiliar que cumple su función por espacio de un año, es electo por la comunidad por asamblea general. Los pobladores de la comunidad acuden al Alcalde Auxiliar, cuando en la comunidad se presenta alguna necesidad, tales como: problemas entre familias, casos de fallecimientos, algunos problemas vecinales y por la necesidad de convocar a reunión a toda la comunidad o bien a un sólo sector.

1.3.4.2. Comités

Con base en datos proporcionados por las mismas comunidades, éstas cuentan actualmente con los siguientes comités: pro-mejoramiento, asociación, administración y mini-riego, mientras que en el caserío El Barranco se cuenta con los siguientes comités: pro-mejoramiento de camino, de agua, energía y de escuela.

Normalmente, los distintos comités se reúnen en la casa del presidente o bien en la casa de otro integrante. Cada comité es autónomo y trabaja de manera separada de los otros. En la comunidad de Pancá no existe organización de mujeres. Los miembros de los diferentes comités locales, indicaron que no reciben capacitación para el desempeño de sus funciones y desconocen qué organizaciones o instituciones facilitan cursos al respecto.

1.3.4.3. Organizaciones locales

A parte de los comités, en la comunidad El Pancá no existen otras organizaciones como cooperativas, asociaciones y/o sindicatos, mientras que en El Barranco si se cuenta con éstas:

- Alcalde comunitario
- Órgano de coordinación – COCODE
- Junta escolar
- Sindicato de la mujer

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de agua potable

2.1.1. Sistema de agua potable

El sistema de agua potable que se diseñará, debe ser un sistema que brinde un servicio continuo y sostenible para toda la población del caserío El Barranco, el cual constará de elementos básicos a partir de la fuente de captación hacia un tanque de succión, línea de conducción hacia un tanque de distribución y finalmente una línea de distribución por gravedad, además de componentes complementarios que el mismo requiera.

La línea de conducción consiste en tuberías que conduzcan agua desde la captación hacia el tanque de succión (almacenamiento) por gravedad, del tanque de succión se conducirá el agua por bombeo hacia el tanque de distribución. En ambas líneas de conducción se utilizará tubería PVC.

La red de distribución se diseñará por gravedad, es la tubería que conducirá el agua desde el tanque de distribución hasta las líneas que conforman las conexiones domiciliarias, usándose también tubería PVC y una serie de accesorios y válvulas.

2.1.2. Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo y gravedad; la fuente es un nacimiento de agua y la

población a servir en la actualidad es de 492 habitantes; debido a la dispersión de sus viviendas se diseñará una red de distribución abierta, con lo que se pretende cubrir la mayor cantidad de población de la comunidad El Barranco.

2.1.3. Localización de la fuente

La fuente que suministrará el caudal necesario para abastecer a la población, es un nacimiento que se encuentra ubicado dentro del caserío El Barranco y le pertenece a todos los habitantes del mismo, debido a que dieron un aporte económico para poder comprar el terreno donde se encuentra ubicado, ya que éste era propiedad privada.

2.1.4. Calidad del agua

Este término está estrechamente relacionado con aquellas características químicas, físicas y bacteriológicas, por medio de las cuales se determina si el agua es apta o no para el consumo humano. La calidad del agua la determinan varios factores; como su origen, el clima y el uso que se le dé.

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

2.1.4.1. Análisis físico-químico

El análisis físico sirve para medir y registrar características físicas del agua, las cuales pueden determinarse con los sentidos; como el color del agua, el olor, el sabor, la turbiedad, los sólidos totales, etc.

A través del análisis químico se determina el grado de acidez o alcalinidad del agua, la cantidad de materia mineral y orgánica, contenido de oxígeno, manganeso, ph, nitritos y cloro residual, los cuales pueden afectar su calidad, proporcionando así, información sobre sus contaminantes.

2.1.4.2. Análisis bacteriológico

Con este análisis se determinan los microorganismos que son nocivos a la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y organismos coliformes fecales.

2.1.5. Aforos

Aforar significa determinar el caudal de una fuente. En este caso el método que se utilizó para calcular el caudal del nacimiento fue el método volumétrico, por ser más económico y de mayor facilidad para realizarlo. Su fórmula es la siguiente:

$$Q = \frac{V}{t}$$

Donde:

Q= caudal

V= volumen del recipiente

t= tiempo de llenado del recipiente

Con el que se determinó que el caudal de la fuente es de 1.5 l/s.

2.1.6. Levantamiento topográfico

Éstos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra y posteriormente su representación en un plano. Tiene por objeto el cálculo de superficies de volúmenes, y la representación de las medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos. Es primordial contar con una buena representación gráfica, que contemple tanto los aspectos altimétricos, como planimétricos, para ubicar de buena forma el proyecto.

Para la realización del diseño de abastecimiento de agua potable, se realiza un levantamiento topográfico para una red abierta, debido a la dispersión de sus viviendas, con lo cual se pretende cubrir a la mayor parte de la población.

2.1.6.1. Planimetría

La planimetría es la parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala sobre una superficie plana, de todos los detalles interesantes del terreno, prescindiendo de su relieve.

2.1.6.2. Altimetría

La altimetría se encarga de la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, las cuales representan las distancias verticales, medidas a partir de un plano horizontal de referencia. La determinación de las alturas o distancias verticales, también se puede hacer a partir de las mediciones de las pendientes o grado de inclinación del terreno y de la distancia inclinada entre cada dos puntos. Como resultado se consigue representar el relieve del terreno.

2.1.7. Período de diseño

El período de diseño de un sistema de agua potable es el tiempo en el cual el sistema brindará un servicio eficiente en un 100%, el cual está comprendido desde el momento en el que se construye el proyecto, hasta el cual ya no presenta un servicio satisfactorio. Para el diseño de este sistema de abastecimiento se utilizará un período de diseño de 21 años, considerando un tiempo para la gestión del mismo.

2.1.8. Cálculo de población

La población futura para un área rural, se debe calcular con el método de proyección geométrica, ya que son áreas que se encuentran en desarrollo. El crecimiento, se basa en una tasa de crecimiento poblacional, según el número de habitantes registrado en los últimos censos, proyectándose en el tiempo, de acuerdo al período de diseño que se haya determinado.

La fórmula para calcular la población futura es:

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

Donde:

Pf: población futura de diseño

Pa: población actual

r: tasa de crecimiento

n: período de diseño

Con los datos proporcionados por la municipalidad de Sololá, se calcula la población futura a beneficiar:

Pa: 492 habitantes

r: 3,17%

n: 21 años

$$P_f = 492 * (1 + 0,0317)^{21}$$

$$P_f = 947,5 \approx 948 \text{ habitantes.}$$

2.1.9. Requerimientos de diseño

2.1.9.1. Presiones

La presión estática en un punto de un fluido, se manifiesta con la aparición de una fuerza sobre la superficie. Es la presión que soporta la tubería cuando el agua se encuentra en reposo. Mientras que la presión dinámica es la energía cinética que tiene el fluido en movimiento.

Es importante saber, que para líneas de conducción por gravedad, la presión estática máxima definida es de 90 m.c.a. y en red de distribución la presión estática máxima permitida es de 40 m.c.a.; y la menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 m.c.a. y 7 m.c.a. en casos especiales.

2.1.9.2. Velocidades

La velocidad a la que debe viajar el agua en la tubería, debe ser dentro de los siguientes límites: para conducción de 0,4 m/s y 3,0 m/s, esto es para evitar sedimentación y erosión en la tubería, para distribución de 0,4 m/s y 2,0 m/s.

2.1.9.3. Caudal de diseño

El caudal de diseño depende de varios factores que se reflejan en las actividades domésticas de la población. El consumo de agua cambia con las estaciones, los días de la semana y las horas del día; por lo que para el diseño del sistema de agua potable se debe tomar en cuenta, todas estas variaciones para poder satisfacerlas en todo momento.

2.1.9.4. Bases de diseño

Para diseñar el sistema de agua potable, se tienen los siguientes datos:

- Población actual, 492 habitantes
- Población futura, 948 habitantes
- 82 servicios domiciliarios
- Línea de conducción 2, 1 por gravedad y 1 por bombeo
- Línea de distribución 1 por gravedad

- Período de diseño, 21 años, considerando 1 año para la gestión del proyecto y 20 años de funcionamiento del sistema
- Dotación de 80 litros por habitante por día
- Presión mínima de 10 metros columna de agua
- Presión máxima de 40 metros columna de agua
- Período de diseño para la bomba, 10 años

Las presiones deben estar dentro de los límites permisibles, para que la tubería pueda resistir las presiones del sistema. El inciso 4.8.3 de las normas de la Guía para el Diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas Rurales INFOM/UNEPAR: establece, en consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, que las presiones tendrán los siguientes valores:

- Mínima 10 metros (7 m.c.a. en casos especiales)
- Máxima 40 metros

Las tuberías deberán enterrarse a una profundidad mínima de 0,60 metros sobre la corona (nivel superior del tubo). Si los terrenos son dedicados a la agricultura, la profundidad mínima será de 0,80 metros.

2.1.9.5. Dotación

Se le llama dotación a la cantidad de agua que se le asigna a cada habitante, comprendiendo todos los consumos de los servicios que hacen en un día; está en función del clima, de las costumbres del lugar, el nivel económico y el uso que le den al agua. La dotación sirve para calcular los caudales de diseño y está dada en litros por habitante por día (l/hab/día). La dotación adoptada para la comunidad El Barranco es de 80 l/hab/día.

2.1.10. El consumo y sus variaciones

Los consumos de agua en la localidad tienen variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias, por lo que el caudal de diseño para una conducción, no será igual al de distribución, ya que se ve afectado por los siguientes factores:

- Factor de día máximo (fdm): es la relación entre el valor del consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese año. Su valor puede variar, será más alto en regiones con clima más variable. La norma de UNEPAR da los siguientes rangos: para poblaciones futuras menores a 1 000 habitantes, usar entre 1,2 y 1,5, para poblaciones futuras mayores a 1 000 habitantes, 1,2.
- Factor de hora máxima (fhm): el propósito de este factor es considerar las fluctuaciones de consumo en las horas de máxima demanda. En nuestro medio, el valor de éste oscila entre 2,0 y 3,0 y dependerá de la población. Para poblaciones futuras menores a 1 000 habitantes el valor debe ser de 2,0 a 3,0 y para poblaciones futuras mayores a 1 000 habitantes el valor será de 2,0. La selección del factor es función inversa al tamaño de la población a servir.

2.1.10.1. Consumo medio diario

El caudal medio diario es el que consumirá la población en un día, o el caudal durante 24 horas, obtenido como promedio de los consumos diarios, en el período de un año. Cuando no se conocen registros, se puede asumir como el producto de la dotación por el número de habitantes servidos.

$$Q_m = \left(\frac{\text{dotación} * \text{no. habitantes}}{86\,400 \frac{\text{s}}{\text{día}}} \right)$$

$$Q_m = \left(\frac{80 \text{l/hab/día} * 948 \text{ hab}}{86\,400 \text{ s/día}} \right) = 0,87 \text{ l/s}$$

Tomando en cuenta que dentro de la comunidad El Barranco se encuentra una iglesia y una escuela, se procederá a calcular el caudal medio diario que le corresponde a ambas, para poder determinar cuál es el caudal medio diario total de la comunidad.

Datos:

Dotación para iglesia: 5 l/hab/día.

Dotación para escuela: 20 l/hab/día.

$$Q_m(\text{iglesia}) = \left(\frac{(5 \text{ l/hab/día} * 948 \text{ habitantes})}{(86\,400 \text{ s/día})} \right) = 0,055 \text{ l/s}$$

$$Q_m(\text{escuela}) = \left(\frac{(20 \text{ l/hab/día} * 948 \text{ habitantes})}{(86\,400 \text{ s/día})} \right) = 0,22 \text{ l/s}$$

El valor del caudal medio diario de la escuela se debe multiplicar por un 20%, debido a que no toda la población asiste a ésta.

$$Q_m(\text{escuela}) = 0,22 \text{ l/hab/día} * 0,20 = 0,044 \text{ l/s}$$

$$\Sigma Q_m = (0,87 + 0,055 + 0,044) = 0,97 \text{ l/s}$$

2.1.10.2. Consumo máximo diario

Es el día de máximo consumo, presentado en una serie de registros obtenidos en un año, sin tener en cuenta los gastos originados por incendio. Este caudal se utiliza para diseñar la línea de conducción por gravedad. A falta de registro, el consumo máximo diario (Q_{md}), será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor de día máximo (fdm), en este caso $fdm= 1,5$

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

$$Q_{md} = 0,97 \text{ l/s} * 1,5$$

$$Q_{md} = 1,466 \text{ l/s}$$

2.1.10.3. Consumo máximo horario

Es el caudal correspondiente a la hora de máximo consumo, en el día de máximo consumo. Se obtiene a partir del caudal medio y un coeficiente de variación horaria. Este caudal se utiliza para el diseño de líneas y redes de distribución.

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

$$Q_{mh} = 0,97 \text{ l/s} * 2,5$$

$$Q_{mh} = 2,43 \text{ l/s}$$

2.1.10.4. Caudal de bombeo

Los sistemas de agua potable que requieren ser diseñados por bombeo, deben considerar un caudal de bombeo que sea suficiente para poder abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo. Este caudal se determina definiendo las horas de bombeo al día, 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 contempladas en el proyecto. Se recomienda un período de bombeo de 8 a 16 horas diarias. Para este diseño se trabajará con un período de bombeo de 10 horas.

La fórmula para calcular el caudal de bombeo es:

$$Q_b = \frac{Q_{md} * 24 \text{ horas}}{T_b}$$

Dónde:

Q_b = caudal de bombeo

Q_{md} = caudal máximo diario

T_b = período de bombeo

Para el proyecto en estudio, el caudal de bombeo comprende sólo una parte de la conducción, desde el tanque de succión hasta el tanque de distribución, y es el siguiente:

$$Q_b = \frac{1,466 \text{ l/s} * 24 \text{ horas}}{10 \text{ horas}}$$

$$Q_b = 3,518 \text{ l/s.}$$

2.1.11. Diseño hidráulico

Dentro del diseño hidráulico se encuentran los parámetros y criterios utilizados para la realización del proyecto, los cuales consisten en determinación de diámetros de tuberías, planos de construcción, presupuesto, diseño de obras complementarias, estudio ambiental y los aspectos más importantes que se necesitan para el buen funcionamiento del mismo.

2.1.11.1. Diseño y tipo de tubería

La tubería de la línea de impulsión se compone de: tubería de succión y de descarga. Para sistemas de acueductos generalmente se utiliza tubería de polivinilo rígido (PVC) y de hierro galvanizado (HG). En este caso para el diseño de la línea de conducción y distribución, se utilizará tubería de PVC de 160 psi.

2.1.11.2. Diseño de línea de conducción

El diseño de la línea de conducción comprende la conducción del agua desde el nacimiento hacia el tanque de succión por gravedad, y la conducción del tanque de succión hacia el tanque de distribución, la cual será por bombeo.

Antes de iniciar con el diseño, se debe conocer algunas fórmulas, las cuales se verán a continuación:

La fórmula de Hazen Williams permite encontrar las pérdidas de carga en las tuberías, la fórmula es la siguiente:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L_{DIS} * Q^{1,85}}{C^{1,85} * \varnothing^{4,87}}$$

Dónde:

H_f = pérdida en la tubería en m

L_{DIS} = longitud de diseño, (longitud horizontal del tramo multiplicada por un factor de 1,5 debido a las irregularidades topográficas del terreno)

Q = caudal de diseño

C = coeficiente de fricción, para tubería PVC es de 150 y para HG es de 100

\emptyset = diámetro de la tubería

Despejando \emptyset de la ecuación anterior se obtiene:

$$\emptyset = \left(\frac{1\,743,811 * L_{DIS} * Q^{1,85}}{C^{1,85} * H} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

Dónde:

\emptyset = diámetro teórico a analizar

L_{DIS} = longitud de diseño, (longitud horizontal del tramo multiplicada por un factor de 1,5 debido a las irregularidades topográficas del terreno)

Q = caudal de diseño

C = coeficiente de fricción, para tubería PVC es de 150 y para HG es de 100

H = altura disponible, desde el punto más alto, al más bajo en el tramo analizado

Primero se procede a calcular los diámetros de la línea de conducción por gravedad, que comprende desde el nacimiento hasta el tanque de succión:

Datos:

Cota de terreno nacimiento: 995,52 m

Cota de terreno tanque de succión: 986,13 m

Hf= 995,52 - 986,13 = 8,86 m

LD= 20,18 m * 1,05 = 21,19 m

Q= 1,50 l/s

C= 150 para PVC

$$\phi = \left(\frac{1\,743,811 * 21,19 \text{ m} * 1,50 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 8,86 \text{ m}} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 0,96''$$

Se calculará la pérdida de carga para los diámetros de 3/4" y 1".

$$H_{f0,75''} = \frac{1\,743,811 * 21,19 \text{ m} * 1,50 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 0,75''^{4,87}} = 29,93 \text{ m}$$

$$H_{f1''} = \frac{1\,743,811 * 21,19 \text{ m} * 1,50 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 1''^{4,87}} = 7,37 \text{ m}$$

En una línea de conducción hay que tomar en cuenta que hay que combinar dos diámetros, uno grande y el otro menor, esto para hacer que las pérdidas sean iguales a las alturas disponibles. Para ello hay que determinar cuál es la longitud de tubería para cada uno de ellos. Estas longitudes se encuentran con las siguientes ecuaciones:

$$L_2 = \frac{L_{DIS}(H - H_{fm})}{(H_{fM} - H_{fm})}$$

Donde:

L_2 = segunda longitud a encontrar

L_{DIS} = longitud de diseño

H= diferencia de cotas de terreno

H_{fm} = pérdida de carga menor

H_{fM} = pérdida de carga mayor

$$L_2 = \frac{21,19 \text{ m}(8,86 \text{ m} - 7,37 \text{ m})}{(29,93 \text{ m} - 7,37 \text{ m})} = 1,40 \text{ m}$$

$$L_1 = 21,19 \text{ m} - 1,40 \text{ m} = 19,79 \text{ m}$$

Como último paso, después de conocer la longitud que se usará para cada tubería, hay que calcular las pérdidas reales, éstas tienen que dar un resultado muy próximo a la diferencia de cotas. Algo muy importante de resaltar es que en las líneas de conducción los diámetros mayores irán al principio de las mismas.

$$H_{f_{0,75''}} = \frac{1\,743,811 * 1,40 \text{ m} * 1,50 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 0,75''^{4,87}} = 1,98 \text{ m}$$

$$H_{f_{1''}} = \frac{1743,811 * 19,79 \text{ m} * 1,50 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 1''^{4,87}} = 6,88 \text{ m}$$

Se puede observar que la suma de las pérdidas reales es igual a la diferencia de cotas de terreno.

Pérdidas reales: $1,98 \text{ m} + 6,88 \text{ m} = 8,86 \text{ m}$

Diferencia de cotas: $995,52 \text{ m} - 986,13 \text{ m} = 8,86 \text{ m}$

2.1.11.3. Línea de impulsión

La tubería de impulsión se compone de tubería de succión y tubería de descarga, las cuales se estudiarán a continuación.

2.1.11.3.1. Tubería de succión

La tubería de succión es la que se conecta directamente en la entrada de la bomba, uniéndola a la misma con el volumen de agua a elevarse. Es importante tener en cuenta que se debe tener una pendiente de elevación continua hacia la bomba, sin puntos altos, para evitar la formación de burbujas de aire y que su diámetro sea igual o mayor que el diámetro de la tubería de descarga; si se requiere una línea de succión larga, el diámetro de la tubería debe aumentarse para reducir la resistencia al paso de agua.

2.1.11.3.2. Tubería de descarga

La tubería de descarga es la que se coloca inmediatamente después de la bomba, generalmente hasta el abastecimiento de agua potable en el área rural. Ésta descarga el líquido a un tanque de almacenamiento, aunque se puede conectar directamente a la tubería de distribución.

La velocidad del caudal requerido en la tubería de descarga, debe conducirse con una velocidad mínima de 0,4 m/s y en caso extremo la velocidad máxima será de 3 m/s, ya que si la velocidad sobrepasa a ésta, puede ocasionar erosión en la tubería.

Para calcular el diámetro de la tubería a usar, en la conducción por bombeo, se procede a calcular los diámetros que estén dentro del rango de las velocidades permitidas con la siguiente fórmula:

$$\phi = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{v}}$$

Donde:

ϕ = diámetro de la tubería

v = velocidad del fluido

Q_b = caudal de bombeo

$$\phi = \sqrt{\frac{1,974 * 3,518 \text{ l/s}}{0,4 \text{ m/s}}} = 4,16''$$

$$\phi = \sqrt{\frac{1,974 * 3,518 \text{ l/s}}{3,0 \text{ m/s}}} = 1,52''$$

Por lo que se evaluarán los diámetros que se encuentren entre 1,52" y 4,16", siendo los diámetros de 2" y 3" los que se analizarán a continuación.

Se procederá a calcular la velocidad, con la siguiente fórmula:

$$v = \frac{1,974 * Q_b}{\phi_{int}^2}$$

Donde:

v = velocidad

Q_b = caudal de bombeo

\emptyset_{int} = diámetro interno de la tubería

$$v_{2"} = \frac{1,974 * 3,518 \text{ l/s}}{2,193^2} = 1,44 \text{ m/s}$$

$$v_{3"} = \frac{1,974 * 3,518 \text{ l/s}}{3,23^2} = 0,665 \text{ m/s}$$

Las velocidades de ambas tuberías se encuentran dentro del rango establecido, por lo cual se procederá a calcular la pérdida de carga en cada una, por medio de la fórmula de Hazzen Williams, la que tenga un menor valor de pérdida será la que se utilizará en este tramo.

Datos:

Cota del tanque de succión: 986,66 m

Cota del tanque de distribución: 1 005,48 m

$H_f = 1\ 005,48 - 986,66 = 18,82\text{m}$

$L_{DIS} = 70,46\text{m} * 1,05 = 73,98\text{m}$

$Q = 3,518 \text{ l/s}$

$C = 150$ para PVC

$$H_{f\ 2"} = \frac{1\ 743,811 * 73,98 \text{ m} * 3,518 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 2,193^{4,87}} = 2,720 \text{ m}$$

$$H_{f\ 3"} = \frac{1\ 743,811 * 73,98 \text{ m} * 3,518 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 3,23^{4,87}} = 0,413 \text{ m}$$

Ahora se calculará el costo de energía mensual de la bomba, con la siguiente fórmula:

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

Donde:

POT = potencia de la bomba

Q_b = caudal de bombeo

H_f = pérdida de carga

e = eficiencia de la bomba, 70% generalmente

$$POT_{2"} = \frac{3,518 \text{ l/s} * 2,72 \text{ m}}{76 * 0,70} = 0,179 \text{ HP}$$

$$POT_{3"} = \frac{3,518 \text{ l/s} * 0,413 \text{ m}}{76 * 0,70} = 0,027 \text{ HP}$$

Se hace la conversión de potencia en HP a KW de la siguiente forma:

$$POT_{2"} = 0,746 \text{ KW} * 0,179 \text{ HP} = 0,134 \text{ KW.}$$

$$POT_{3"} = 0,746 \text{ KW} * 0,027 \text{ HP} = 0,020 \text{ KW.}$$

Para calcular la potencia mensual, se debe establecer el conocer el número de horas que se bombeará en el mes:

$$\text{No. horas} = \left(\frac{10 \text{ horas}}{\text{día}} \right) * \left(\frac{30 \text{ días}}{\text{mes}} \right) = 300 \text{ horas/mes.}$$

$$POT_{2"} = 0,134 \text{ KW} * 300 \text{ horas/mes} = 40,2 \text{ KW} - \text{hora/mes.}$$

$$POT_{3"} = 0,02 \text{ KW} * 300 \text{ horas/mes} = 6,107 \text{ KW} - \text{hora/mes.}$$

Ahora, se calcula el costo mensual de bombeo:

Tabla V. **Costo mensual de bombeo**

Diámetro	Potencia mensual (KW-Hora/mes)	Precio unitario	Costo mensual
2"	40,2	Q 1,84	Q 73,97
3"	6,107	Q 1,84	Q 11,24

Fuente: elaboración propia.

Costo mensual de amortización de la tubería:

La amortización es un término referido al proceso de distribución en el tiempo de un valor duradero.

Asumiendo una tasa de interés del 15% anual y 10 años para amortizar la tubería; se calcula la amortización a través de la siguiente fórmula:

$$A = \frac{R * (R + 1)^n}{(R + 1)^n - 1}$$

Donde:

$$R = \frac{15\% \text{ anual}}{12 \text{ meses}} = 0,0125$$

$$n = \frac{10 \text{ años} * 12 \text{ meses}}{1 \text{ año}} = 120 \text{ meses.}$$

Por lo que:

$$A = \frac{0,0125 * (0,0125 + 1)^{120}}{(0,0125 + 1)^{120} - 1} = 0,016$$

El costo mensual de amortización es:

Tabla VI. **Costo mensual de amortización**

Diámetro	No. Tubos	Amortización	Precio unitario	Costo mensual
2"	13	0,016	Q 158,23	Q 32,91
3"	13	0,016	Q 365,44	Q 76,01

Fuente: elaboración propia.

Costo total:

Tabla VII. **Costo total de tubería**

Diámetro	Costo mensual de bombeo	Costo mensual de amortización	Total
2"	Q 73,97	Q 32,91	Q 106,88
3"	Q 11,24	Q 76,01	Q 87,24

Fuente: elaboración propia.

Con los resultados obtenidos, se puede comprobar que el diámetro más económico es el de 3", también se puede observar que es el diámetro que produce una menor pérdida de carga, por lo cual el diámetro a utilizar en la línea de conducción por bombeo será de 3".

$$No. Tubos = \frac{73,98}{6} = 12,33 \text{ tubos.}$$

Se utilizarán 13 tubos de PVC 160 psi, para la línea de conducción por bombeo de 3”.

2.1.11.4. Diseño de equipo de bombeo a utilizar

Se debe tener muy en cuenta el tipo de bomba a utilizar en el proyecto, si ésta funcionará con energía eléctrica o por medio de algún combustible ya sea gasolina o diesel, también se debe conocer el tiempo que la bomba estará operando, así como también la eficiencia de la misma, todas estas características se irán conociendo posteriormente.

2.1.11.4.1. Carga dinámica total

Es la presión real, expresada en metros columna de agua, contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido. Para este caso, se determina de la siguiente manera:

$$CDT = H_d + H_f + H_v + H_m$$

Donde:

H_d = diferencia de cotas entre el tanque de succión y el tanque de distribución

H_f = pérdida de impulsión

H_v = pérdida de velocidad en la tubería

H_m = pérdidas menores por accesorios

Calculando se obtiene:

$$H_d = 1\,005,48\text{ m} - 986,66\text{ m} = 18,82\text{ m}$$

$$H_{f\,3"} = \frac{1\,743,811 * 73,98\text{ m} * 3,518\text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 3,23^{4,87}} = 0,413\text{ m}$$

$$H_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(0,665\text{ m/s})^2}{2 * 9,81\text{ m/s}^2} = 0,022\text{ m}$$

Donde:

v = velocidad del fluido

g = aceleración gravitacional

$$H_m = 0,10 * (H_f + H_v) = 0,10 * (0,413\text{ m} + 0,022\text{ m}) = 0,0435\text{ m}$$

Por lo cual:

$$CDT = 18,82\text{ m} + 0,413\text{ m} + 0,022\text{ m} + 0,0435\text{ m} = 19,299\text{ m}$$

2.1.11.4.2. Sobre presión por golpe de ariete

Golpe de ariete es el término utilizado para denominar el choque producido en una conducción, por una súbita disminución en la velocidad del fluido. Se produce al momento de cerrar una válvula bruscamente o cuando hay algún cese de energía. Por lo tanto hay que verificar que la tubería sea capaz

de aguantar esta sobrepresión. En algunos casos se puede colocar una válvula de alivio para reducir el golpe de ariete.

La sobre presión del golpe de ariete, se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$G.A. = \frac{145 * v}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} * \frac{D}{e}}}$$

Donde:

G.A.= golpe de ariete

V= velocidad

K= módulo de elasticidad volumétrica del agua (K=2,07*10⁴ kg/cm²)

E= módulo de elasticidad del material de la tubería. (E=3*10⁴ kg/cm²)

D= diámetro interno de la tubería

e= espesor de la pared de la tubería (cm)

$$G.A. = \frac{145 * 0,665 \text{ m/s}}{\sqrt{1 + \frac{20\,700}{30\,000} * \frac{3,23}{0,343}}} = 83,46 \text{ m. c. a.}$$

Se debe verificar si la tubería resiste la sobrepresión generada por el golpe de ariete.

$$P_{m\acute{a}x} = 83,46 \text{ m. c. a.} + 18,82 \text{ m. c. a.} = 102,28 \text{ m. c. a.}$$

$P_{m\acute{a}x} = 102,28 \text{ m. c. a.} < 112,11 \text{ m. c. a.}$ (160 psi), de manera que la tubería PVC clase 160, resiste dicha presión.

2.1.11.4.3. Potencia de la bomba

La potencia para hacer trabajar una bomba efectivamente, depende del caudal de bombeo, la carga dinámica total y de la eficiencia de la bomba por usar, para conocer el valor de la potencia se utiliza la siguiente fórmula:

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

Donde:

POT= potencia de la bomba

CDT= carga dinámica total

Q_b= caudal de bombeo

e= eficiencia de la bomba

$$POT = \frac{19,299 \text{ m} * 3.518 \text{ l/s}}{76 * 0,70} = 1,276 \text{ HP.}$$

Se le agrega un 25% a la capacidad de la bomba, para compensar el desgaste normal del equipo.

$$POT = 1,276 * 1,25 = 1,595 \text{ HP} \approx 2,00 \text{ HP}$$

Se utilizará una bomba con una potencia de 2,00 HP.

2.1.11.4.4. Verificación de la cavitación

Cuando la presión de succión en la entrada de la bomba es demasiado baja, se forman burbujas en el fluido, como si hirviera. Si se coloca una cacerola con agua en una estufa, para observar su comportamiento conforme la temperatura se eleva, se puede ver que en cierto punto, en el fondo de la cacerola se formarán unas cuantas burbujas pequeñas de vapor de agua. Al aumentar el calentamiento se forman más burbujas, éstas se elevan hasta llegar a la superficie del líquido y se difunden en el aire circundante.

Por último, el agua hierve con una vaporización rápida y continua. Si se está a altitud baja, el agua en la cacerola abierta está a presión atmosférica, aproximadamente a 101 kPa o 14,7 psi y la temperatura del agua es de cerca de 100 °C o 212 °F.

Sin embargo, a altitudes mayores la presión atmosférica es más baja y en consecuencia la temperatura de ebullición también lo es.

Al relacionar este simple experimento, con las condiciones en la entrada de una bomba, si ésta debe tomar fluido desde abajo o si hay pérdidas de energía excesivas en la línea de succión, la presión en la bomba sería suficientemente baja, como para hacer que se formaran burbujas de vapor en el fluido.

Ahora hay que considerar lo que pasa al fluido cuando inicia su camino a través de la bomba.

El fluido entra a la bomba por el puerto de succión en el ojo central del impulsor. La rotación de éste acelera el líquido hacia fuera, a lo largo de las

aspas en dirección de la carcasa, en lo que se llama una voluta. La presión del fluido continúa su elevación a través de este proceso. Si se hubieran formado burbujas de vapor en el puerto de succión debido a una presión baja en exceso, colapsarían cuando llegaran a las zonas de presión más alta. El colapso de las burbujas liberaría cantidades grandes de energía, lo que afectaría las aspas del impulsor y ocasionaría la erosión rápida de su superficie.

Cuando hay cavitación, el rendimiento de la bomba se degrada con severidad conforme el flujo volumétrico desciende. La bomba se hace ruidosa y genera un sonido fuerte e intermitente, como si hubiera grava en el fluido. Si se permitiera que esto continuara, la bomba se destruiría en poco tiempo. Debe apagarse rápido e identificar la causa de la cavitación para corregirla antes de reiniciar la operación.

Los fabricantes de bombas prueban cada diseño para determinar el nivel de la presión de succión que se requiere, con el fin de evitar la cavitación, y reportan los resultados como la carga de succión neta requerida ($NPSH_R$), en cada condición de capacidad de operación y carga total sobre la bomba. Es responsabilidad del diseñador del sistema de bombeo, garantizar que la carga de succión neta disponible ($NPSH_D$) esté muy por arriba de la $NPSH_R$. Se requiere un margen mínimo de 10%, es decir:

$$NPSH_D > 1,10 NPSH_R$$

El valor de la $NPSH_D$ depende de la presión del vapor del fluido que se bombea, las pérdidas de energía en el tubo de succión, la ubicación del almacenamiento de fluido y la presión que se aplica a éste. Esto se expresa como:

$$\text{NPSH}_D = h_{sp} \pm h_s - h_f - h_{vp}$$

Donde:

h_{sp} = carga de presión estática sobre el fluido en el almacenamiento (m).

h_s = diferencia de elevación desde el nivel del fluido en el depósito a la línea central de la entrada de succión de la bomba (m)

h_f = pérdida de carga en la tubería de succión, debido a la fricción y pérdidas menores (m)

h_{vp} = carga de presión de vapor del líquido a la temperatura de bombeo (m)

Ahora se determinará la NPSH_D para el sistema, el nivel del agua en el tanque es de 3,40 m bajo la entrada de la bomba, la altura sobre el nivel del mar es de 2 380 m, la bomba succiona agua a una temperatura de 50 °C, el caudal que impulsará la bomba es de 3,518 l/s.

Para calcular la carga de presión estática (absoluta), sobre el fluido en almacenamiento, se debe hacer la siguiente relación:

$$h_{sp} = \frac{P_{abs}}{\gamma}$$

Donde:

h_{sp} = Carga de presión estática (absoluta)

P_{abs} = Presión estática (absoluta) sobre el fluido en el depósito

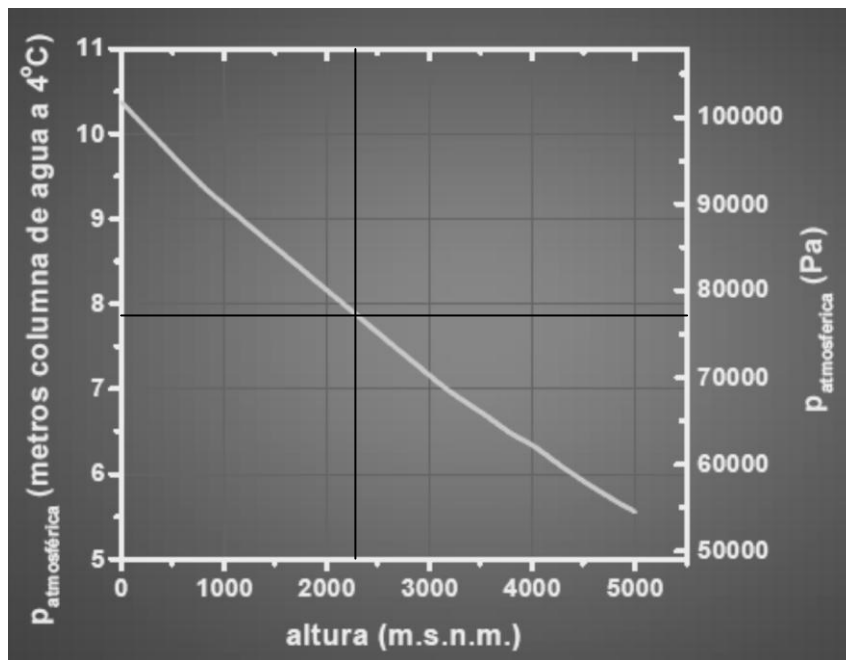
γ = Peso específico del fluido

Presión absoluta = presión atmosférica + presión manométrica en el tanque.

Como el tanque no mantiene ninguna presión, puesto que no está sellado, por lo cual está libre a la atmosfera, entonces la presión a tomar en este caso será la presión atmosférica a 2 380 metros sobre el nivel del mar.

Para obtener la presión atmosférica, según la altura sobre el nivel del mar, se utilizará la siguiente figura:

Figura 1. **Presión atmosférica vs. altura sobre nivel del mar**



Fuente: elaboración propia.

Al revisar la figura 1 se logra observar que la presión atmosférica a 2 380 metros sobre el nivel del mar, es de 76 kPa, con este valor se procede a calcular la carga de presión estática sobre el fluido.

Tabla VIII. **Presión de vapor y carga de presión de vapor del agua**

Temperatura °C	Presión de vapor kPa (abs)	Peso especifico (kN/m ³)	Carga de presión de vapor (m)
0	0,6105	9,806	0,06226
5	0,8722	9,807	0,08894
10	1,228	9,804	0,1253
20	2,338	9,789	0,2388
30	4,243	9,765	0,4345
40	7,376	9,731	0,7580
50	12,33	9,690	1,272
60	19,92	9,642	2,066
70	31,16	9,589	3,250
80	47,34	9,530	4,967
90	70,10	9,467	7,405
100	101,3	9,399	10,78

Fuente: elaboración propia.

De la tabla VIII se obtiene que el peso específico del agua a 50 °C es de 9,69 kN/m³.

$$h_{sp} = \frac{76\,000\text{ N/m}^2}{9\,690\text{ N/m}^3} = 7,84\text{ m}$$

Para determinar la diferencia de elevación, desde el nivel del fluido en el depósito a la línea central de la bomba de succión, se debe saber que:

Si la bomba está abajo del depósito, h_s es positiva

Si la bomba está arriba del depósito, h_s es negativa

En este caso, la bomba se encuentra arriba del depósito, por lo cual la altura es negativa.

$$h_s = -3,40\text{ m}$$

Para determinar las pérdidas por fricción, se utilizará la fórmula de Hazzen Williams.

$$h_f = \frac{1\,743,811 * 3,40 \text{ m} * (3,518 \text{ l/s})^{1,85}}{150^{1,85} * (4,154'')^{4,87}} = 0,005 \text{ m}$$

Por último, de la tabla VI se obtiene:

$$h_{vp} = 1,272 \text{ m a } 50 \text{ }^\circ\text{C}$$

Al combinar estos términos queda:

$$NPSH_D = 7,84 \text{ m} - 3,40 \text{ m} - 0,005 \text{ m} - 1,272 \text{ m} = 3,163 \text{ m}$$

Debido a que la carga de succión neta requerida, debe ser un 10% mayor que la carga de succión neta disponible, se obtiene que:

$$NPSH_D > 1,10NPSH_R$$

Al reordenar se obtiene:

$$NPSH_R < \frac{NPSH_D}{1,10}$$

Entonces:

$$NPSH_R < \frac{3,163 \text{ m}}{1,10} = 2,875 \text{ m}$$

Al momento de seleccionar la bomba se debe tener en cuenta que la carga de succión neta requerida, debe ser menor que 2,875 m.

2.1.11.4.5. Especificaciones del equipo de bombeo

Se utilizará una bomba centrífuga de eje horizontal, de 2 HP de potencia, funcionará con energía eléctrica, el período de bombeo será de 10 horas, la eficiencia de la bomba en ningún momento será menor del 65%, deberá trabajar en etapas múltiples y al momento de seleccionar la bomba, se debe tener en cuenta que el $NPSH_R$ de la bomba debe ser menor que 2,875 m para evitar que se dé el fenómeno de la cavitación.

A la salida del equipo de bombeo deberá proveerse como mínimo de los siguientes dispositivos:

- Válvula de alivio de la presión o control de pulsos
- Válvula de verificación o retención
- Válvula de apagado o estrangulamiento
- Válvula de instrumentación
- Grifo de muestreo
- Tubería de limpieza
- Junta flexible en la línea de descarga
- Protección contra golpe de ariete si fuera necesario

Una válvula de verificación impide que el flujo regrese a la bomba cuando no esté en funcionamiento. Debe colocarse una válvula de verificación entre la válvula de apagado y la bomba. Un grifo de muestreo permitirá extraer una cantidad pequeña de fluido para realizar pruebas sin interrumpir la operación.

2.1.11.5. Tanque de distribución

El volumen de los tanques de almacenamiento o distribución, se calculará de acuerdo a la demanda real de las comunidades. En sistemas por gravedad se adoptará de 25% a 40% del consumo medio diario estimado y en sistemas de bombeo de 40% a 65% entre tanque de succión y de distribución.

$$Vol_T = Q_m * \%almacenamiento * (1m^3/1\ 000\ l) * (86\ 400\ s/día)$$

Donde:

Vol_T = Volumen del tanque.

Q_{md} = Consumo medio diario.

Para este proyecto se tomará un almacenamiento del 55% del caudal medio diario, para así tener una reserva suficiente de agua y regular la distribución de la misma.

$$Vol = 0,97 \frac{l}{s} * 0,55 * \left(\frac{1m^3}{1\ 000\ l} \right) * \left(86\ 400 \frac{s}{día} \right) = 46,09\ m^3$$

Para este proyecto se optará por un tanque de 50 m³.

2.1.11.5.1. Diseño estructural tanque de distribución

Los tanques de distribución o almacenamiento, normalmente se construyen de concreto ciclópeo, concreto reforzado, mampostería reforzada y en los tanques elevados, predomina el uso de acero. Debido a las

características del terreno y los requerimientos de la red de distribución, los tanques pueden estar totalmente enterrados, semienterrados, superficiales o elevados.

El tanque se hará de concreto ciclópeo, debido a la facilidad que hay en el lugar de conseguir piedra bola, material principal que integra el concreto ciclópeo, por lo que disminuyen los costos de ejecución del mismo.

El método de diseño utilizado es el de muros por gravedad. El tanque está compuesto de cuatro. Para facilitar el diseño se tomará una sección unitaria del muro de un metro de espesor.

2.1.11.5.2. Diseño del muro por gravedad

Datos:

$$\gamma_{\text{agua}} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1300 \text{ kg/m}^3$$

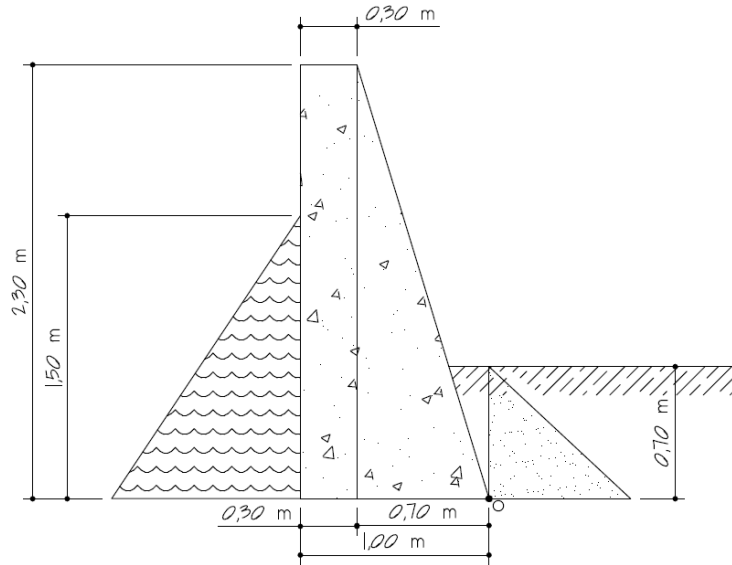
$$\gamma_{\text{concreto ciclópeo}} = 1500 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Valor soporte del suelo, } V_s = 12000 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

Se estiman las dimensiones del muro, según condiciones de carga y suelo:

Figura 2. Dimensionamiento del muro de gravedad



Fuente: elaboración propia.

Coefficientes de empuje de Ranking

$$K_a = 1$$

$$K_p = 3$$

Cálculo de los empujes activo y pasivo según la teoría de Ranking:

$$P_a = \frac{\gamma * h^2 * K_a}{2} = \frac{\left(1\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}\right) * (1,50 \text{ m})^2 * 1}{2} = 1\,125 \text{ kg/m}$$

$$P_a = \frac{\gamma_s * h^2 * K_p}{2} = \frac{\left(1\,300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}\right) * (0,70 \text{ m})^2 * 3}{2} = 955,50 \text{ kg/m}$$

Cálculo de los momentos de presión que actúan al pie del muro:

$$M_a = P_a \times h / 3 = (1\,125 \text{ kg/m})(1,50 / 3) = 562,5 \text{ kg -m}$$

$$M_p = P_p \times h / 3 = (955,50 \text{ kg/m})(0,70 / 3) = 222,95 \text{ kg -m.}$$

Cálculo del peso del muro, descomponiendo la forma geométrica real:

Tabla IX. **Cálculo del peso y de los momentos en el muro**

Figura	Área (m ²)	γ concreto ciclópeo (kg/m ³)	W (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
Rectángulo	0,69	1500	1035,00	0,85	879,75
Triángulo	0,805	1500	1207,50	0,47	563,5
Sumatoria			2242,50		1443,25

Fuente: elaboración propia.

Sumatoria de momentos:

$$M_r = M_p + M_w = 222,95 \text{ kg -m} + 1443,25 \text{ kg -m} = 1\,666,20 \text{ kg -m}$$

$$M_{act} = M_a = 562,5 \text{ kg -m}$$

Verificación contra volteo.

$$F. S. = \frac{M_r}{M_{act}} > 1,5; \frac{1666,20 \text{ kg - m}}{562,5 \text{ kg - m}} = 2,96 > 1,5 \text{ Sí chequea.}$$

Verificación contra deslizamiento:

$$F_f = P_p * 0,6 * \text{tg } \emptyset = 2\,242,50 \text{ kg} * 0,6 * \text{tg}(30^\circ) = 776,86 \text{ kg}$$

$$F.S. = \frac{Ff + Pp}{Pa} > 1,5 = \frac{776,86 + 2\,242,50}{1\,125} = 1,54 \text{ Sí chequea.}$$

Verificación de la capacidad soporte del suelo:

$$X = \frac{Mr - Mact}{W} = \frac{1\,666,20 - 562,5}{2\,242,50} = 0,49$$

$$e = \frac{B}{2} - X = \frac{1,00}{2} - 0,49 = 0,01$$

$$q = \frac{W}{B} \pm \frac{W * e}{\frac{1}{6} * b^2} = \frac{2\,242,50}{1,00} \pm \frac{2\,242,50 * 0,01}{\frac{1}{6} * (1,00)^2}$$

$$q = 2\,242,50 \pm 105,3$$

$$q_{m\acute{a}x} = 2\,242,50 + 105,3 = 2\,347,80 \text{ kg/m}^2 < V_s = 12\,000 \text{ kg/m}^2 \text{ Sí cumple.}$$

$$q_{m\acute{i}n} = 2\,242,50 - 105,3 = 2\,137,20 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ No hay presiones negativas.}$$

2.1.11.5.3. Diseño de la losa del tanque

Datos:

a= 3,00 m

Carga viva = 200 kg/m²

b= 4,45 m

∇ concreto= 2 400 kg/m³

Cálculo de espesor de losa:

$$t = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{2(3,00 + 4,45)}{180} = 0,09 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$$

$$m = \frac{a}{b} = \frac{3,00}{4,45} = 0,674 \text{ Losa en dos sentidos}$$

Cálculo del peso propio de la losa

$$C.M. = (2400 \text{ kg/m}^3) * (0,10\text{m}) = 240 \text{ kg/m}^2$$

Integración de cargas últimas:

$$\text{Carga Muerta} = 1,4 * 240 \text{ kg/m}^2 = 302,40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = 1,7 * 200 \text{ kg/m}^2 = 340,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Última} = 302,40 \text{ kg/m}^2 + 340,00 \text{ kg/m}^2 = 642,40 \text{ kg/m}^2$$

El cálculo de momentos, se realizará según el método 3 del ACI.

$$M_{(-)A} = 0,071 * 642,4 \text{ kg/m}^2 * (3,00 \text{ m})^2 = 136,83 \text{ kg-m}$$

$$M_{(-)B} = 0,000 * 642,4 \text{ kg/m}^2 * (4,45 \text{ m})^2 = 0,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)A} = 0,033 * 302,40 \text{ kg/m}^2 * (3,00 \text{ m})^2 = 89,81 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)B} = 0,035 * 340,00 \text{ kg/m}^2 * (3,00 \text{ m})^2 = 107,10 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)B} = 0,027 * 302,40 \text{ kg/m}^2 * (4,45 \text{ m})^2 = 161,68 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)A} = 0,032 * 340,00 \text{ kg/m}^2 * (4,45 \text{ m})^2 = 215,45 \text{ kg-m}$$

Cálculo del refuerzo requerido:

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

$$F'y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d = 10 \text{ cm} - 2,54 \text{ cm} - (0,95/2) \text{ cm} = 7,00 \text{ cm}$$

$$As_{\text{mín}} = 0,002 * b * d = 0,002 * 100 \text{ cm} * 7,00 \text{ cm} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 3 * t = 3(0,10) = 0,30 \text{ m}$$

Cálculo del espaciamiento:

$$\left. \begin{array}{l} 1,40 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0,71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = \frac{0,71 * 100}{1,40} = 50,71 \text{ cm}$$

Este espaciamiento es mucho mayor que el espaciamiento máximo, por lo que se tomará el espaciamiento máximo para el armado. Al cambiar el espaciamiento, se debe obtener una nueva área de acero para este espaciamiento:

$$\left. \begin{array}{l} As \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0,71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30 \text{ cm} \end{array} \right\} As = \frac{0,71 * 100}{30} = 2,37 \text{ cm}^2$$

Ahora se debe chequear si el área de acero soporta los momentos calculados.

$$M = \frac{0,9 \left[As * fy \left(d - \frac{As * fy}{1,7 * f'c * b} \right) \right]}{100}$$

$$M = \frac{0,9 \left[2,37 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left(7 \text{ cm} - \frac{2,37 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{1,7 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} \right) \right]}{100 \text{ cm}}$$

$$M = 408,38 \text{ kg} - \text{m}$$

Al comparar el momento que es capaz de resistir un área de acero igual a 2,37 cm² con los momentos calculados con el método 3 del ACI se puede observar que este acero será capaz de resistir todos los momentos calculados.

Tabla X. **Área de acero y espaciamiento**

As(-)_A	0,78	cm ²	Usar No. 3 @ 0,30 m
As(-)_B	0,00	cm ²	Usar No. 3 @ 0,30 m
As(+)_A	1,13	cm ²	Usar No. 3 @ 0,30 m
As(+)_B	2,18	cm ²	Usar No. 3 @ 0,30 m
As temp.	1,80	cm ²	Usar No. 3 @ 0,30 m

Fuente: elaboración propia.

2.1.11.6. Tanque de succión

El tanque de succión es donde se almacena momentáneamente el agua que proviene del nacimiento para luego ser dirigida por bombeo al tanque de distribución. Para calcular el volumen que tendrá el tanque de succión se debe conocer ciertos factores como: el caudal de la fuente, el caudal de bombeo y el volumen del tanque de distribución.

Datos:

Caudal de la fuente (Q_f): 1,50 l/s

Caudal de bombeo (Q_b): 3,518 l/s

Volumen tanque distribución (V_{TD}): 50 m³

Primero, se debe calcular el tiempo de llenado del tanque de distribución de la siguiente manera:

$$\text{Tiempo de llenado} = \frac{V_{TD} * 1\,000\,l/m^3}{Q_b * 3\,600\,s} = \frac{50\,m^3 * 1\,000\,l/m^3}{3,518\,l/s * 3\,600\,s} = 3,948\,horas$$

Ahora se calcula el volumen que debe tener el tanque de succión:

$$V_{TS} = (Q_b - Q_f) * (\text{tiempo de llenado}) * 3\,600$$

$$V_{TS} = (3,518\,l/s - 1,50\,l/s) * (3,948\,horas) * 3\,600\,s/hora = 28\,681,43\,l$$

Por lo cual se determina que el volumen para el tanque de succión será de 30 m³.

2.1.11.7. Diseño de la red de distribución

Para el diseño de la red de distribución se debe tomar en cuenta la densidad de vivienda, sectorización, ubicación del tanque de distribución y la topografía de la población.

La velocidad del agua en las tuberías podrá llegar hasta 2,00 m/s. En consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, las presiones tendrán los siguientes valores:

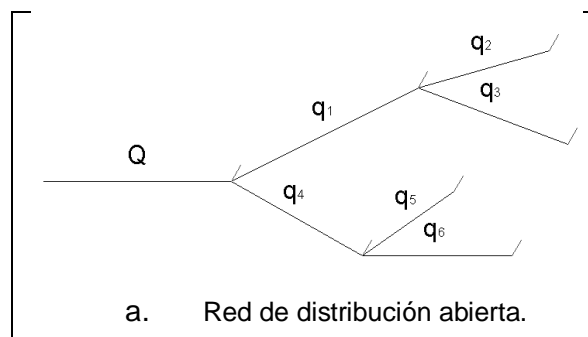
- Mínima 10 metros (presión de servicio)
- Máxima 40 metros (presión de servicio)

Existen dos tipos de distribución: red de distribución abierta y red de distribución cerrada.

En la red de distribución abierta, una línea principal es colocada en las calles de mayor importancia, que a su vez alimenta otras secundarias, de manera que sirvan a otras calles adyacentes, tiene un diagrama de ramas como el de la figura 3a.

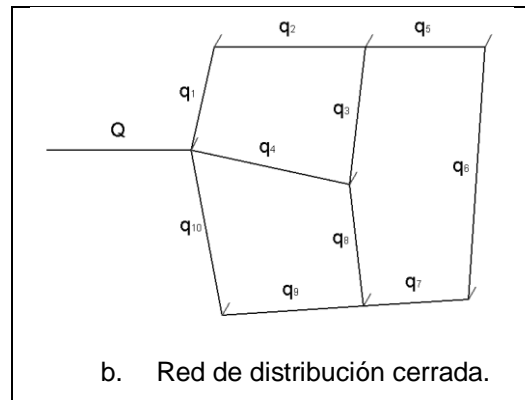
La red de distribución cerrada, vista desde el punto técnico, es mejor que la anterior. Este método elimina los extremos muertos y permite la circulación del agua. Si ocurre un fuerte gasto de agua en algún tramo del circuito, se establece siempre un equilibrio, que provoca flujo de agua del resto de los tramos que lo conectan, la red de distribución cerrada tiene un diagrama de malla como en la figura 3b.

Figura 3. Tipos de red de distribución



Fuente: elaboración propia.

Continuación figura 3



Fuente: elaboración propia.

Por la topografía y distribución de las viviendas en este proyecto, se opta por trabajar con la red de distribución abierta.

Para el diseño de redes de distribución se debe calcular un caudal de vivienda, para el cual antes se debe obtener un caudal unitario y un caudal instantáneo, se trabajará con el caudal que resulte mayor entre ambos.

Cálculo del caudal unitario:

$$Q_{\text{unitario}} = \frac{Q_{\text{mh}}}{\text{no. total de viviendas}}$$

Donde:

Q_{unitario} = caudal unitario

Q_{mh} = caudal máximo horario (2,43 l/s)

Cálculo del caudal de vivienda:

$$Q_{\text{vivienda}} = Q_{\text{unitario}} * (\text{No. de viviendas en el ramal})$$

Cálculo del caudal instantáneo:

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

Donde:

K= 0,15 para poblaciones menores a 100 habitantes

0,25 para poblaciones mayores a 100 habitantes

n= número de viviendas futuras en el tramo

Se procederá a calcular los caudales de vivienda e instantáneos para el ramal 1 y el ramal 2.

Datos:

Número total de viviendas futuras: 106 viviendas

Número de viviendas futuras en ramal 1: 33 viviendas

Número de viviendas futuras en ramal 2: 73 viviendas

$$Q_{unitario} = \frac{2,43 \text{ l/s}}{106 \text{ viviendas}} = 0,023 \text{ l/s}$$

Ramal 1:

$$Q_{vivienda} = 0,023 \text{ l/s} * 33 \text{ viviendas} = 0,759 \text{ l/s}$$

$$Q_i = 0,25\sqrt{33 - 1} = 1,414 \text{ l/s}$$

Ramal 2:

$$Q_{vivienda} = 0,023 \text{ l/s} * 73 \text{ viviendas} = 1,679 \text{ l/s}$$

$$Q_i = 0,25\sqrt{73 - 1} = 2,121 \text{ l/s}$$

El caudal instantáneo es mayor en ambos casos, por lo cual se utilizará éste para el diseño de los ramales.

Ahora se diseñará la línea de distribución, para el ramal principal, el ramal 1 y el ramal 2.

Ramal principal:

Datos:

Longitud del tramo: 866,79 m

Diferencia de cotas: 28,10 m

Q_{dis} : 2,443 l/s. (Caudal máximo horario).

Primero se calcula el diámetro teórico con la fórmula de Hazzen Williams:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * 866,79\,m * 1,05 * 2,443\,l/s^{1,85}}{150^{1,85} * 28,10\,m} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 1,979''$$

Se trabaja con el diámetro inmediato superior, siendo éste el de 2", en la fórmula se usará el diámetro interno para hacer una mejor aproximación a las pérdidas de carga.

Cálculo de la pérdida de carga:

$$H_{f2''} = \frac{1\,743,811 * (866,79\,m * 1,05) * (2,443\,l/s)^{1,85}}{150^{1,85} * 2,193''^{4,87}} = 17,046\,m$$

Cálculo de la velocidad:

$$V_{2''} = \frac{1,974 * 2,443\,l/s}{2,193''^2} = 1,00\,m/s$$

Cálculo de cotas piezométricas:

$$Cota\ piezométrica\ inicial = 1\,002,17\,m - 0,00\,m = 1\,002,17\,m$$

$$Cota\ piezométrica\ final = 1\,002,17\,m - 17,046\,m = 985,124\,m$$

Cálculo de la presión hidrodinámica en la tubería:

$$\textit{Presión hidrodinámica inicial} = 1\,002,17\,m - 1\,002,17\,m = 0,00\,m$$

$$\textit{Presión hidrodinámica final} = 1\,002,17\,m - 985,124\,m = 11,054\,m$$

Tabla XI. Diseño de ramal 1 y ramal 2

TRAMO	Longitud (m)	Cota de terreno (m)		Diferencia de cotas (m)	Incremento %	Longitud de diseño (m)	Total Tubos	No. viviendas	Qdiseño (L/s)	Diametro Interno (pulg.)	Pérdida de carga (m)	V (m/s)	Cota Piezométrica (m)		Presión Hidrodinámica (m)		Presión Hidrostatica (m)	
		Inicial	Final										Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
RAMAL 1																		
Ramal principal	227.90	974.07	948.96	25.110	1.050	239.30	40	33.00	1.414	1.754	4.838	0.91	985.124	980.285	11.054	31.325	28.100	53.210
RAMAL 2																		
Ramal principal	1069.61	974.07	937.66	36.410	1.050	1123.09	188	73.00	2.121	2.193	16.200	0.87	985.124	968.924	11.054	31.264	28.100	64.510

Fuente: elaboración propia.

Se puede observar que la presión hidrodinámica de la tubería, se encuentra dentro de los límites permitidos.

Cálculo de la presión hidrostática.

$$\text{Presión hidrodinámica inicial} = 1\,002,17\text{ m} - 1\,002,17\text{ m} = 0,00\text{ m}$$

$$\text{Presión hidrodinámica final} = 1\,002,17\text{ m} - 974,07\text{ m} = 28,10\text{ m}$$

Es necesario calcular la cantidad de tubos que se utilizarán en el tramo:

$$\text{No. de tubos} = \frac{866,79\text{ m} * 1,05}{6 \frac{\text{m}}{\text{tubo}}} = 151,69 \approx 152\text{ tubos.}$$

Por lo cual, para la línea de distribución se utilizarán 152 tubos PVC clase 160 psi Ø = 2" norma ASTM D-3034.

2.1.11.8. Sistema de desinfección

Es el proceso que tiene mayor importancia en la potabilización del agua, porque mediante éste se destruyen a los agentes patógenos que pueden contaminar el agua, para que sea confiable en el consumo humano.

Para asegurar la calidad del agua, ésta debe someterse a tratamiento de desinfección, preferiblemente a base de cloro o compuestos clorados. El punto de aplicación del compuesto clorado deberá seleccionarse en forma tal que se garantice una mezcla efectiva con el agua y aseguren un período de contacto de 20 minutos como mínimo, antes de que llegue el agua al consumidor. La desinfección debe ser tal, que asegure un residual de 0,2 a 0,5 mg/l en el punto más lejano de la red.

Para el sistema de agua potable de la aldea El Barranco, se propone emplear tabletas de hipoclorito de calcio. El funcionamiento será automático, sin requerir de energía eléctrica y tendrá que permitir el flujo de agua a través de las tabletas para formar una correcta solución. La norma COGUANOR 29001, dice que como tratamiento preventivo contra las bacterias y virus, la cantidad mínima de cloro que se debe aplicar al agua es de 2 partes por millón, o sea 2 gramos por cada metro cúbico de agua.

Para calcular el flujo de cloro se utiliza la siguiente fórmula:

$$F_c = Q_e * D_c.$$

Donde:

F_c = flujo de cloro en gramos/hora

Q_e = caudal del agua en la entrada del tanque en l/hora (Q_{bombeo})

D_c = demanda de cloro en mg/litro (2 mg/l)

$$Q_e = 3.518 \frac{l}{s} * \frac{60 s}{1 min} * \frac{60 min}{1 hora} = 12\ 664,8 \text{ l/hora}$$

$$D_c = 2 \frac{g}{m^3} * \frac{1 m^3}{1\ 000 l} = 0,002 g/l$$

$$F_c = 12\ 664,8 \frac{l}{hora} * \frac{0,002 g}{l} = 25,33 \text{ g/hora}$$

El flujo de cloro del hipoclorito es de 25,33 g/hora, ahora se debe determinar la cantidad de tabletas (C_t) que se consumirán en un mes:

$$C_t = 25,33 \frac{g}{hora} * 24 \frac{horas}{día} * 30 \frac{días}{mes} * 1 \frac{tableta}{300g} \approx 61 \frac{tabletas}{mes}$$

2.1.11.9. Conexión domiciliar

Es donde finaliza el sistema de agua potable, su propósito es proveer el vital líquido en condición aceptable a la población, ya sea por medio de un servicio domiciliar o de un servicio tipo comunitario, como llena cántaros o chorros públicos.

La conexión domiciliar consiste en una ramificación de la tubería de la red de distribución a través de un tubo de diámetro pequeño, ordinariamente de $\frac{1}{2}$ " o $\frac{3}{4}$ " de diámetro de poca longitud, que finaliza en un grifo en el servicio de tipo comunitario y en una llave de paso o en un medidor de caudal para la instalación interna del servicio domiciliar.

Las conexiones domiciliarias, están compuestas por los siguientes accesorios:

- Tee reductora PVC
- Niple PVC longitud variable
- Adaptador macho de PVC
- Llave de paso de bronce
- Codo PVC 90° con rosca
- Niple HG 90°
- Codo HG 90°
- Reducidor campana HG
- Tubería PVC diámetro 1/2" o 3/4"
- Adaptador hembra PVC
- Válvula de chorro

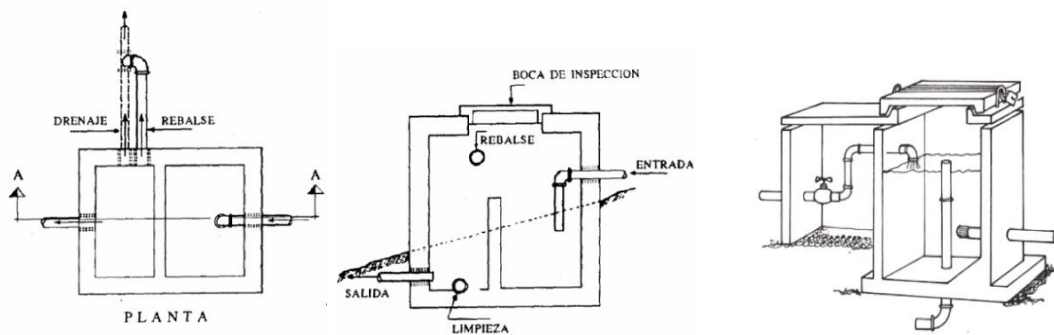
2.1.12. Obras de arte utilizadas en líneas de conducción

2.1.12.1. Cajas rompe-presión

En tramos donde se tiene un gran desnivel, puede ser necesario seccionarlo con la finalidad de que cada sección trabaje con una carga conforme la presión de trabajo, de la tubería empleada. La caja rompe-presión es utilizada para colocar la presión a nivel de la presión atmosférica.

Las cajas rompe-presión no cuentan con válvulas con flotador. La localización de las cajas la indica la presión de trabajo de la tubería que se va a instalar.

Figura 4. Caja rompe-presión



Fuente: elaboración propia.

En este proyecto no fue necesario el uso de ninguna caja rompe-presión.

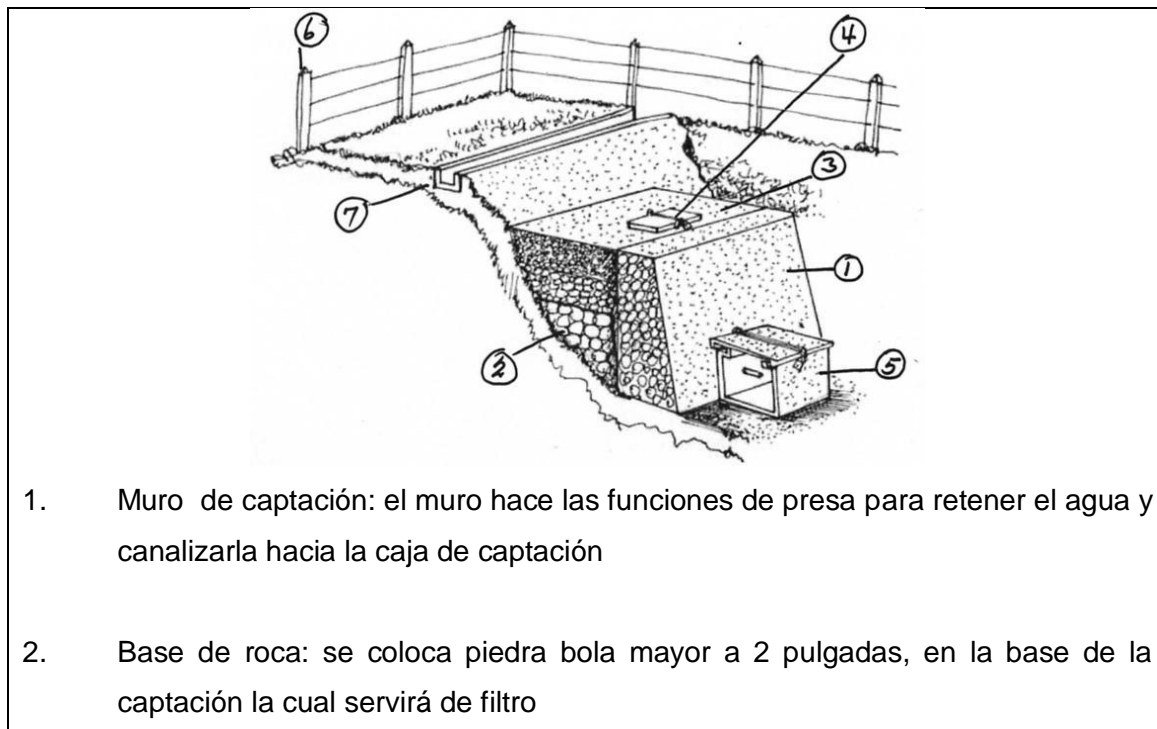
2.1.12.2. Captación de brote definido

Son captaciones realizadas de muros de mampostería y sello sanitario de concreto, con el fin de aislar el nacimiento de la intemperie.

A continuación se presentan los accesorios necesarios para la construcción de una captación de brote definido:

Filtro de piedra y sello sanitario, para captación del brote definido. Si es definido el brote se hará para 1 m³, igualmente para cuando existan varios brotes que no estén lejanos se harán también para 1 m³.

Figura 5. Captación de brote definido



Continuación figura 5.

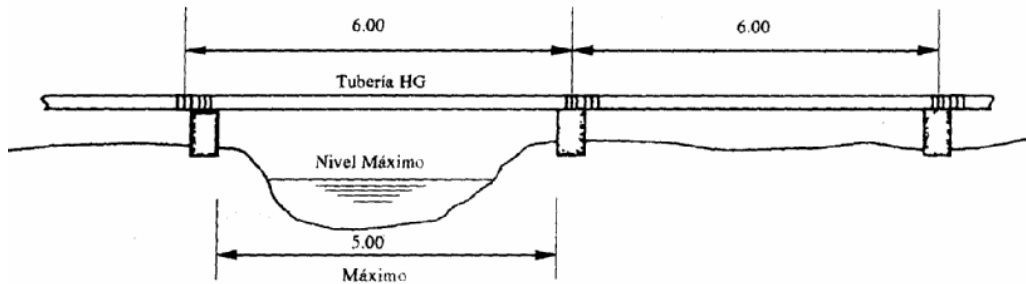
3. Sello sanitario de la captación: impide la contaminación del nacimiento, ya que está formada por una capa de concreto
4. Tapadera de inspección: permite una inspección visual del interior de la captación, así como la limpieza de la misma
5. Caja para válvula de salida: esta estructura servirá para la protección de la válvula de control del caudal de la captación. Se hará de mampostería de piedra los muros con un espesor de 0,15 m y la losa y tapadera de concreto reforzado. La válvula será de bronce, adaptada para tubería con accesorios de PVC
6. El cerco: que impide que animales y personas ajenas entren al lugar y puedan contaminar el agua
7. La cuneta: es la obra que se colocará alrededor del brote de la captación, el cual será un canal que interceptará el agua de lluvia proveniente de las laderas aledañas, con el fin de evitar la contaminación al manantial. Esta obra se hará de mampostería de piedra. La contra cuneta se instalará cuando las laderas tengan pendiente muy pronunciada

Fuente: elaboración propia.

2.1.12.3. Pasos de zanjón, recubrimientos y anclajes

Los pasos de zanjón se utilizan cuando existe un hundimiento del terreno que no sea muy grande, para esto se utiliza tubería HG.

Figura 6. Paso de zanjón

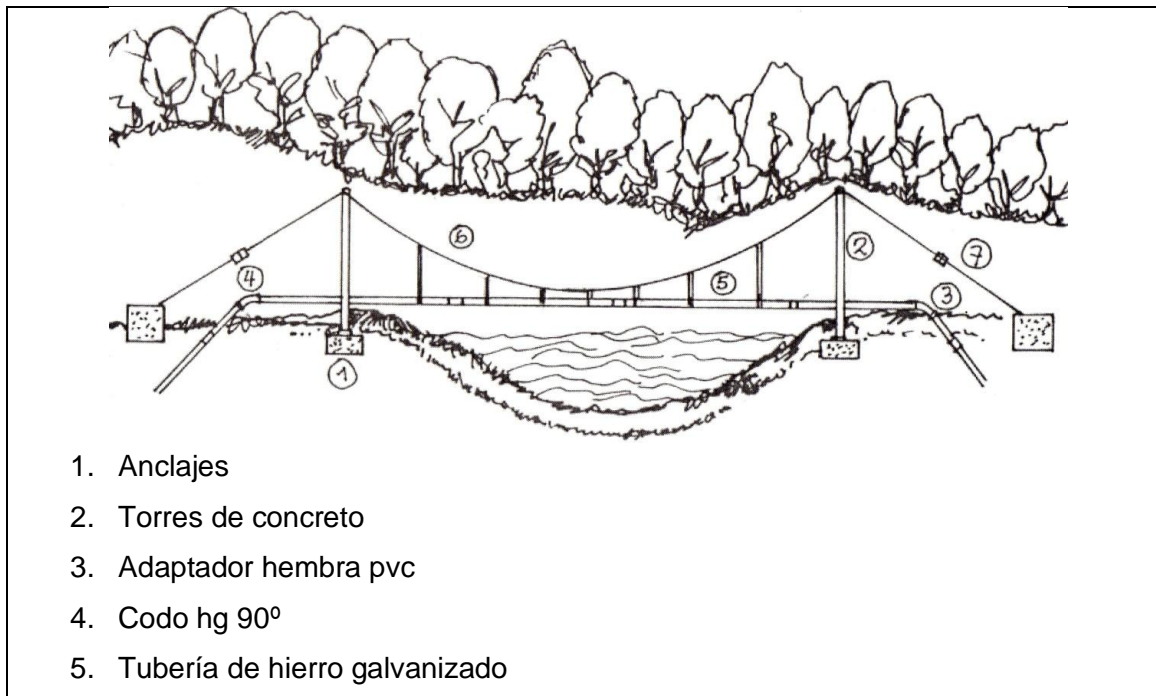


Fuente: elaboración propia.

2.1.12.4. Pasos aéreos

Cuando es necesario atravesar un gran hundimiento del terreno o un río, se debe utilizar un paso aéreo, tal como se indica en la figura 7.

Figura 7. Paso aéreo



Continuación figura 7.

- 6. Cable de suspensión con un mínimo de 4 mordazas cada uno.
- 7. Cables tirantes

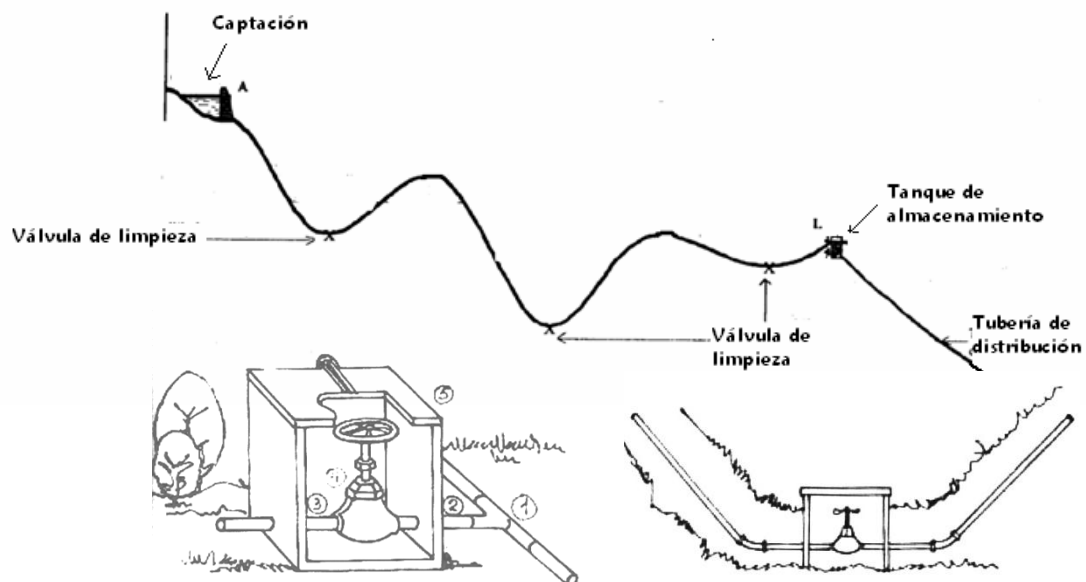
Fuente: elaboración propia.

2.1.13. Válvulas

2.1.13.1. Válvulas de limpieza

En una línea de conducción, siempre se consideran dispositivos que permitan la descarga de sedimentos acumulados y éstos consisten en una derivación de la tubería provista de llave de compuerta. Éstas deben ser colocadas en los puntos más bajos del sistema, como se muestra en la figura 8 para poder extraer cualquier arena o sedimento acumulado en la tubería.

Figura 8. Colocación de válvulas de limpieza

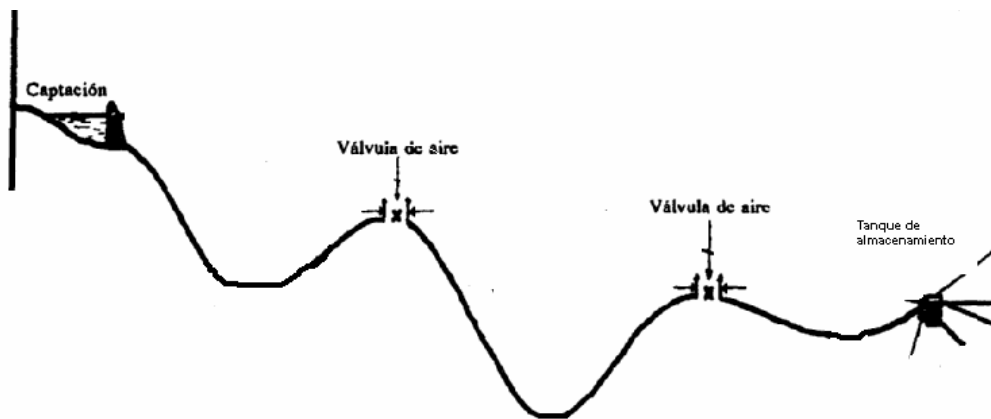


Fuente: elaboración propia.

2.1.13.2. Válvulas de aire

Es necesario eliminar de la tubería, el aire que quede atrapado dentro de ella, éste tiende a depositarse en los puntos altos del perfil de la tubería. La cantidad de aire acumulado puede reducir la sección de la tubería y por lo mismo su capacidad de conducción. La cantidad acumulada de aire puede ser tanta que llega a impedir completamente la circulación del agua. Las válvulas de aire permiten, tanto la entrada como la salida del aire, el acceso de aire se produce cuando se inicia bruscamente la salida del agua. El diámetro a utilizar en una válvula de aire es normalmente de 3/4".

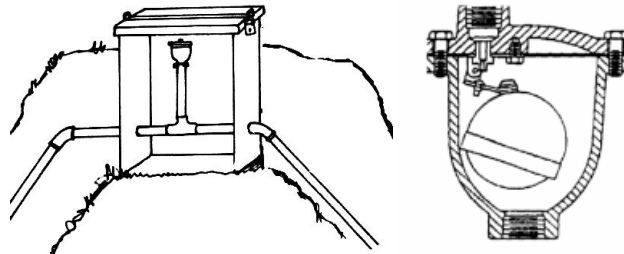
Figura 9. Colocación de válvulas de aire



Fuente: elaboración propia.

La eliminación del aire se obtiene con el empleo de una válvula de aire, la cual se muestra a continuación.

Figura 10. **Válvula de aire**



Fuente: elaboración propia.

2.1.14. Evaluación de impacto ambiental

El impacto ambiental es cualquier alteración de las condiciones ambientales o creación de un nuevo conjunto de condiciones ambientales, adverso o benéfico, provocada por la acción humana o fuerzas naturales.

Una evaluación de impacto ambiental es hacer un diagnóstico del área en donde se realizará o realizó la construcción de un proyecto, determinando en detalle la situación ambiental actual del medio biótico y abiótico que será impactada directamente por la obra.

La importancia de una evaluación de impacto ambiental, radica en permitir analizar cada una de las actividades a desarrollar en el proyecto, definiendo el área impactada y el efecto o impacto para cada uno de los factores ambientales.

El más sofisticado diseño de un proyecto puede ser desestimado, si en el análisis de sus elementos justificativos, no se incorporan parejamente los componentes ambientales de su impacto en el medio natural y social.

Es de conocimiento, que aún con todos sus efectos positivos, cualquier proyecto puede generar también impactos negativos en las comunidades aledañas y en el ambiente natural.

Las personas pueden ser afectadas indirectamente por el proyecto, mediante la alteración de su modo de vida, la pérdida de los lazos comunitarios, el incremento del ruido, la contaminación.

Este tipo de proyectos tienden a generar desarrollo donde previamente no existía, hecho valorado negativamente en tanto ocasiona alteraciones en el ambiente, que modifica el régimen de vida de las poblaciones indígenas. Las alteraciones en el ambiente natural, pueden incluir: erosión del suelo, cambios en las corrientes de agua y en el nivel freático, modificaciones en la vida animal y vegetal.

El término de evaluación ambiental se aplica al riguroso análisis de los impactos de las alternativas de desarrollo de un proyecto. La evaluación ambiental no es una actividad aislada a ejecutar en un momento del tiempo, debe verse antes bien como un proceso continuo que está integrado en el ciclo del proyecto durante la planificación, el diseño, la construcción, el mantenimiento y la operación.

Un estudio más limitado o plan de acción para analizar determinados impactos, se conoce como un plan de mitigación o plan de manejo ambiental.

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales –MARN–, proporciona un listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades; clasificando cada proyecto en categorías. En la tabla X se muestra únicamente la parte del listado taxativo que es de interés en este proyecto.

Tabla XII. **Listado taxativo**

Tabulación	Clase	Descripción	Categorías			
			Alto Impacto	De moderado a alto impacto	De moderado a bajo impacto	Bajo impacto
Construcción, servicios comunitarios de inversión pública.	9 199	Diseño y operación de proyectos de introducción de agua potable.			Todas	

Fuente: Listado taxativo proporcionado por el Ministerio de ambiente y Recursos Naturales –MARN–

Con base en el listado taxativo se determina que este proyecto se clasifica como de moderado a bajo impacto, por lo que sólo es necesario hacer un diagnóstico de bajo impacto.

2.1.15. Presupuesto

Para realizar el presupuesto de un proyecto, se deben conocer los costos indirectos. Los costos indirectos es todo aquel gasto de tipo general no incluido en el costo directo, pero que interviene para que el trabajo sea ejecutado de manera correcta y que se debe distribuir en proporción, en el precio unitario. Este tipo de costo se encuentra tanto en campo como en la oficina central.

Para calcular los costos indirectos en la mano de obra de un proyecto, se debe calcular el factor de ayudante y las prestaciones de los trabajadores, lo cual se realizará a continuación.

2.1.15.1. Factor de ayudante

Para calcular este factor, se debe hacer una relación del total del pago diario de albañiles y el total del pago diario de ayudantes. Para este proyecto, por cada 2 albañiles se utilizará un ayudante, conociendo esto, se procede a calcular el factor de ayudante.

Tabla XIII. Pago de albañil y ayudante

No.	Puesto	P.U.	Total
2	Albañil	Q 125,00	Q 250,00
1	Ayudante	Q 60,00	Q 60,00

Fuente: elaboración propia.

$$\text{Factor de ayudante} = \frac{Q60,00}{Q250,00} = 0,24$$

2.1.15.2. Prestaciones

Las prestaciones son las facilidades o servicios que un empleador les otorga a sus trabajadores en adición al salario estipulado.

Tabla XIV. **Cálculo del porcentaje de prestaciones anuales**

	Días	Porcentaje anual
Días no trabajados	105	28,77
Indemnización	30	8,22
Aguinaldo	30	8,22
Bono 14	30	8,22
IGSS	365	10,67
INTECAP	365	1,00
IRTRA	365	1,00
TOTAL		66,09

Fuente: elaboración propia.

El proyecto está previsto realizarlo en un período de 5 meses, ahora se debe calcular el porcentaje de prestaciones para 5 meses de la siguiente manera.

$$Prestaciones = \frac{5 \text{ meses} * 0,6609}{12 \text{ meses}} = 0,2754$$

Ahora se debe calcular los costos indirectos a cobrar, a los materiales que se utilizarán en el proyecto, esto se calcula de la siguiente manera:

Imprevistos	10%
Utilidad	22%
Impuestos (ISR)	<u>5%</u>
	37%

Por lo que, a los materiales se les hará un incremento del 37% por los costos indirectos. Al sumar los costos indirectos de mano de obra y materiales se obtiene un total de:

$$\text{Factor de indirectos} = 0,24 + 0,2754 + 0,37 = 0,8854$$

Como ejemplificación, se realizará el cálculo del costo unitario, replanteo y levantamiento topográfico.

Tabla XV. **Cálculo de unitario replanteo y levantamiento topográfico**

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
EQUIPO					
1	EQUIPO TOPOGRÁFICO	Global	1	Q 2 000,00	Q 2 000,00
SUBTOTAL					Q 2 000,00
MANO DE OBRA					
1	TOPÓGRAFO/NIVELADOR	Unidad	1	Q 3 000,00	Q 3 000,00
2	CADENEROS	Unidad	2	Q 1 200,00	Q 2 400,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 5 400,00
AYUDANTE				%	Q 1 296,00
PRESTACIONES				%	Q 1 487,13
TOTAL MANO DE OBRA					Q 8 183,13
MATERIALES					
1	TROMPO Y ESTACA	Unidad	100	Q 2,75	Q 275,00
TOTAL MATERIALES CON IVA					Q 275,00
TOTAL MATERIALES SIN IVA					Q 242,00
TOTAL COSTO DIRECTO					Q 10 425,13
TOTAL COSTO INDIRECTO					Q 3 857,30
SUB-TOTAL SIN IVA					Q 14 282,43
IVA					Q 1 713,89
TOTAL CON IVA					Q 15 996,32

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVI. Presupuesto agua potable

RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDADES	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	PRELIMINARES				
1,1	BODEGA	Global	1	Q 6 751,36	Q 6 751,36
1,2	REPLANTEO Y LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	ml	2 254,94	Q 7,09	Q 15 996,32
1,3	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	ml	2 254,94	Q 5,81	Q 13 108,09
TOTAL					Q 35 855,76
2	LINEA DE CONDUCCION POR GRAVEDAD				
2,1	CAPTACIÓN DE BROTE DEFINIDO	Global	1	Q 21 649,21	Q 21 649,21
2,2	TUBERIA PVC 160 PSI Ø = 3/4" NORMA ASTM D3034	Tubo	2		
2,3	TUBERIA PVC 160 PSI Ø = 1" NORMA ASTM D3034	Tubo	2	Q 324,78	Q 649,57
TOTAL					Q 22 298,78
3	LINEA DE CONDUCCION POR BOMBEO				
3,1	TANQUE DE SUCCIÓN (30m ³)	Global	1	Q 53 072,57	Q 53 072,57
3,2	TUBERIA PVC 160 PSI Ø = 3" NORMA ASTM D3034	Tubo	13	Q 866,46	Q 11 264,00
3,3	BOMBA SUMERGIBLE 2HP	Global	1	Q 32 443,17	Q 32 443,17
TOTAL					Q 96 779,74
5	DESINFECCION				
5,1	HIPOCLORADOR CON CAJA	Unidad	1		Q 16 923,04
TOTAL					Q 16 923,04
6	LINEA DE DISTRIBUCION POR GRAVEDAD				
6,1	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (50m ³)	Global	1	Q 100 780,70	Q 100 780,70
6,2	TUBERIA PVC 160 PSI Ø = 2" NORMA ASTM D3034 (RAMAL PRINCIPAL)	Tubo	152	Q 638,93	Q 97 118,05
6,3	TUBERIA PVC 160 PSI Ø = 1 1/2" NORMA ASTM D3034 (RAMAL 1)	Tubo	40	Q 466,14	Q 18 645,48
6,4	TUBERIA PVC 160 PSI Ø = 2" NORMA ASTM D3034 (RAMAL 2)	Tubo	188	Q 546,63	Q 102 767,14
TOTAL					Q 319 311,37
7	OBRAS DE ARTE				
7,1	VÁLVULA DE LIMPIEZA CON CAJA	Unidad	2	Q 965,79	Q 1 931,58
7,2	VÁLVULA DE COMPUERTA CON CAJA	Unidad	7	Q 1 303,36	Q 9 123,50
TOTAL					Q 1 931,58
8	CONEXIONES DOMICILIARES				
8,1	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	82	Q 276,28	Q 22 654,57
TOTAL					Q 22 654,57
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 515 754,84
COSTO TOTAL DEL PROYECTO EN DOLARES					\$ 64 228,50

Fuente: elaboración propia.

Nota: el tipo de cambio es de Q 8,03 por \$1,00 cotizado el 25 de noviembre de 2010 en el Banco de Guatemala.

2.1.16. Programa de operación y mantenimiento

Consiste en desarrollar todas las actividades que implican hacer eficiente el sistema de abastecimiento de agua potable. Dentro de las actividades de programación, operación y mantenimiento, pueden mencionarse: cobro a los usuarios del sistema, instalación, limpieza, cambio y/o reparación de tuberías y artefactos hidráulicos, limpieza de obras de arte, cloración, pagos al personal, etc.

En este proyecto es conveniente que el comité de agua potable del caserío El Barranco, sea el encargado de administrar correctamente las actividades de operación y mantenimiento del sistema, conforme lo establecido en el manual de operación y mantenimiento para proyectos de agua potable de la municipalidad de Sololá, para poder así disminuir los costos de las actividades anteriormente mencionadas.

2.1.17. Propuesta de tarifa

Para prestar un servicio eficiente del sistema de abastecimiento de agua, se requiere del conocimiento de los diferentes factores que influyen en los costos de operación y mantenimiento del sistema.

Para cubrir los costos de operación y mantenimiento del sistema, es necesario establecer una tarifa mensual por vivienda, la cual debe ser adecuada para no afectar los escasos recursos económicos de las familias de la comunidad.

La propuesta de tarifa que se hizo al comité de agua potable de la comunidad, fue que por cada vivienda conectada a la red de distribución del sistema sea de Q 10,00 mensual como mínimo, para poder mantener un servicio eficiente en los próximos 20 años.

2.1.18. Evaluación socio-económica

2.1.18.1. Valor Presente Neto (VPN)

Es el método más conocido a la hora de evaluar proyectos de inversión a largo plazo. El valor presente neto permite determinar si una inversión cumple con el objetivo básico financiero, maximizar la inversión.

Es importante tener en cuenta que el valor, del valor presente neto depende de las siguientes variables:

- Inversión inicial previa: corresponde al monto o valor del desembolso que la empresa hará en el momento de contraer la inversión;
- Inversiones durante la operación: son las inversiones en reemplazo de activos, las nuevas inversiones por ampliación e incrementos en capital de trabajo;
- Flujos netos de efectivo: es la sumatoria entre las utilidades contables con la depreciación y la amortización de activos nominales, partidas que no generan movimiento alguno de efectivo y, que por lo tanto, significa un ahorro por la vía fiscal debido a que son deducibles para propósitos tributarios;

- Tasa de descuento: es la tasa de retorno requerida sobre una inversión. Ésta refleja la oportunidad perdida de gastar o invertir en el presente, por lo que también se le conoce como costo o tasa de oportunidad;
- Número de períodos que dure el proyecto.

El valor presente neto puede ser positivo, negativo o cero. Si es positivo significa que el proyecto maximizará la inversión, por lo cual se concluye que el proyecto debe ejecutarse. Si es negativo significa que en caso de ejecutarse el proyecto, la empresa adquirirá una pérdida, por lo cual el proyecto no debe ejecutarse. Si es cero, el proyecto no es favorable para el inversionista, pues no genera valor, por el contrario destruye riqueza por un valor;

La municipalidad de Sololá pretende invertir Q 515 754,84 en la ejecución del proyecto de introducción de agua potable para el caserío El Pancá. Se contratará un fontanero para el mantenimiento del sistema por Q 1 100,00. Se estima tener los siguientes ingresos:

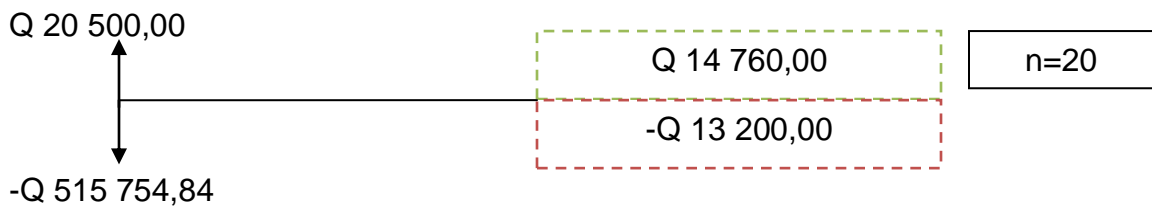
- Instalación de acometida por vivienda Q 250,00
- Mensualidad por vivienda Q 15,00

Tabla XVII. **Cálculo valor presente neto**

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo inicial		Q 515 754,84
Ingreso inicial	$(Q\ 250/viv)*(82\ viv)$	Q 20 500,00
Costos anuales	$(Q\ 1\ 100/mes)*(12\ meses)$	Q 13 200,00
Ingresos anuales	$(Q\ 15/viv)*(82\ viv)*(12\ meses)$	Q 14 760,00
Vida útil (en años)		20 años

Fuente: elaboración propia.

Debido a que el proyecto es de carácter social, la tasa debe ser lo más baja posible, por lo cual se usará una tasa de interés del 6%. Una forma de analizar este proyecto es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente.



$$VPN = -515\,754,84 + 20\,500,00 - \frac{13\,200 * 1}{(1 + 0,06)^{20}} + \frac{14\,760 * 1}{(1 + 0,06)^{20}} = -494\,768,42$$

Como se puede observar, el valor presente neto de este proyecto es negativo, es decir que no produce utilidad alguna, ya que el proyecto es de carácter social y su objetivo es promover el desarrollo en la comunidad.

2.1.18.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

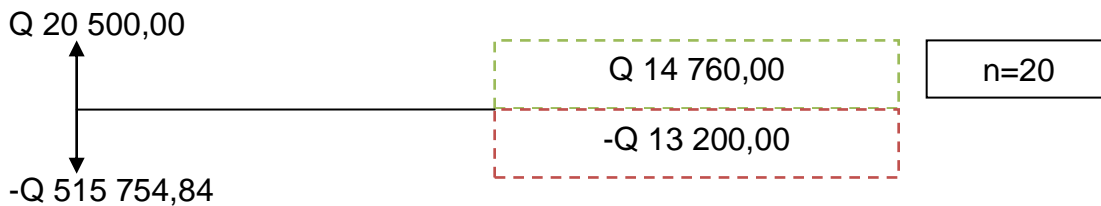
Es una tasa porcentual que indica la rentabilidad promedio anual, que genera el capital que permanece invertido en el proyecto. También se define como la tasa que iguala el valor presente neto a cero. Su valor no depende del tiempo, representa el máximo costo que el inversionista podría pagar por el capital prestado y se expresa en porcentaje.

La evaluación de los proyectos de inversión, cuando se hace con base en la tasa interna de retorno, toman como referencia la tasa de interés. Si la tasa interna de retorno es mayor que la tasa de interés, el proyecto se debe aceptar, pues estima un rendimiento mayor al mínimo requerido, siempre y cuando se

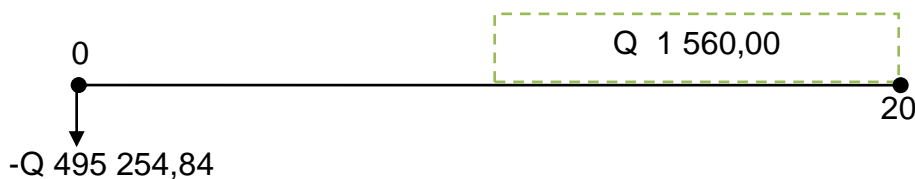
reinvieran los flujos netos de efectivo. Por el contrario, si la tasa interna de retorno es menor que la tasa de descuento, el proyecto se debe rechazar pues estima un rendimiento menor al mínimo requerido.

La empresa ejecutora propondrá a la alcaldía construir la introducción de agua potable, con un costo inicial aproximado de Q 515 754,84. Por otra parte, la alcaldía necesita de Q13 200,00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q14 760,00 por la cuota de amortización, también se tendrá un ingreso inicial por el derecho de cada conexión domiciliar, éste será de Q20 500,00, con lo cual se pretende cubrir los gastos en el período de 20 años, que corresponde a la vida útil del sistema.

a. Se realiza la gráfica del problema



b. Puesto que los Q14 760,00 y los Q13 200,00 se encuentran enfrentados en el mismo período de tiempo, como también Q 568 456,55 y los Q 20 500,0



$$1\,560 * (1 + TIR)^{-20} = 495\,254,84$$

$$TIR = -25,00\%$$

Tasa de interés: 6%

Tasa interna de retorno: -25,18%

La tasa de interés es mayor que la tasa interna de retorno, por lo tanto económicamente no es conveniente realizar el proyecto, pero debido a que es un proyecto del sector público que tiene como objetivo principal proveer servicios a la comunidad, no se rechazará.

2.2. Diseño de la red de alcantarillado sanitario

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en el diseño de un sistema sanitario (ya que en poblaciones que nunca han contado con un sistema anterior al que se está diseñando, generalmente, se proyecta uno de este tipo), para una población de 415 habitantes actualmente y 1 085 habitantes a futuro. Este drenaje sanitario recogerá y transportará las aguas residuales provenientes de las viviendas de la comunidad, se construirá de tubería Novafort de 6" de diámetro, se dividirá en 4 ramales, se realizarán 62 pozos de visita de ladrillo tayuyo y finalizará en un pozo colector ubicado en un terreno comunitario, el cual posteriormente dirigirá todo a una planta de tratamiento, después de ser tratadas las aguas éstas serán dirigidas a un río cercano.

2.2.1.1. Alcance del proyecto

Se dará un alcance a la mayor parte de las viviendas de la comunidad, para mejorar las condiciones sanitarias en las que vive el pueblo actualmente, además de contribuir a la limpieza del medio ambiente, sobre todo reducir la contaminación del lago de Atitlán.

2.2.2. Topografía

Por medio de la topografía se puede obtener la descripción del lugar, donde se va a diseñar, estudiar el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie de la tierra, con sus formas y detalles, tanto naturales como artificiales.

2.2.2.1. Levantamiento topográfico

Éste se realiza con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra y posteriormente su representación en un plano. La realización de un levantamiento topográfico es la base de todo diseño, por medio de éste se puede obtener la descripción y delineación detallada, tanto en planta como en elevación de una línea seleccionada preliminarmente.

2.2.2.2. Altimetría y planimetría

La altimetría se encarga de la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, las cuales representan las distancias verticales medidas a partir de un plano horizontal de referencia.

La planimetría es la parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala sobre una superficie plana, de todos los detalles interesantes del terreno, prescindiendo de su relieve.

2.2.3. Descripción del sistema a utilizar

En general y excepto razones especiales, en poblaciones que no cuenten con ningún sistema anterior al que se está diseñando, se proyectarán sistemas de alcantarillado sanitario, del cual están excluidos los caudales de agua de lluvia provenientes de calles, techos y otras superficies.

2.2.4. Partes de un alcantarillado

2.2.4.1. Colector

Se le llama así al conducto principal, generalmente se ubica en el centro de las calles, transporta todas las aguas servidas provenientes de las edificaciones hasta su dispositivo final, para este proyecto una planta de tratamiento.

2.2.4.2. Pozos de visita

Son dispositivos que sirven para verificar el buen funcionamiento de la red del colector, permite efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento. Según las Normas Generales para el Diseño de Alcantarillado del Instituto de Fomento Municipal, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- Cambio de diámetro
- Cambio de pendiente
- Cambio de dirección horizontal para diámetros menores de 24”
- Intersecciones de tuberías colectoras
- Extremos superiores de ramales iniciales
- A distancias no mayores de 100 metros en línea recta en diámetros hasta de 24”
- A distancias no mayores de 300 metros en diámetros superiores a 24”

2.2.4.3. Conexiones domiciliarias

Son subestructuras que tienen el propósito de descargar todas las aguas provenientes de las viviendas o edificaciones y conducirlas al colector o alcantarillado central o a un punto de desagüe. Ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado sanitario, es recomendable dejar previsto una conexión en Y o en T, en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico. Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse, para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces.

2.2.5. Período de diseño

Los sistemas de alcantarillado sanitario serán proyectados para llenar adecuadamente su función, durante un período de 30 a 40 años a partir de la fecha de su construcción. Para este diseño se utilizará un período de diseño de 31 años, considerando 1 año para la gestión del mismo.

2.2.6. Cálculo de población futura

Se calcula con el método de proyección geométrica, que se basa en una tasa de crecimiento poblacional según el número de habitantes registrado en los últimos censos, proyectándose en el tiempo de acuerdo al período de diseño que se haya determinado.

La fórmula de proyección geométrica para calcular la población futura es:

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

Donde:

P_f = población futura de diseño

P_a = población actual

r = tasa de crecimiento

n = período de diseño

Con los datos proporcionados por la municipalidad de Sololá, Sololá se calcula la población futura a beneficiar:

P_a = 415 habitantes

r = 3,15%

n = 31 años

$$P_f = 415 * \left(1 + \frac{3,15}{100}\right)^{31}$$

$$P_f = 1\ 085 \text{ habitantes}$$

2.2.7. Parámetros de diseño

Los parámetros a conocer en el diseño de un alcantarillado sanitario, son los siguientes:

- Densidad de vivienda: 5 habitantes/vivienda
- Período de diseño: 31 años
- Tasa de crecimiento poblacional
- Población actual
- Población futura
- Dotación
- Factor de retorno
- Factor de conexiones ilícitas
- Condiciones socioeconómicas del lugar

2.2.7.1. Consideraciones generales

2.2.7.1.1. Caudal

El caudal que puede transportar el drenaje, está determinado por diámetro, pendiente y velocidad de flujo dentro de la tubería. Por norma se supone que el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, que no funciona a presión.

2.2.7.1.2. Velocidad de flujo

La velocidad de flujo está determinada por la pendiente del terreno, el tipo y diámetro de la tubería que se utiliza. La velocidad de flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de v/V ; donde “V” es la

velocidad a sección llena y “v” es la velocidad de flujo, que por norma debe ser mayor de 0,40 metros por segundo, para que no exista sedimentación en la tubería, y por lo tanto no se produzca algún taponamiento, su valor debe ser menor o igual que 4 m/s, para que no exista erosión o desgaste, estos datos se aplican para tubería PVC.

2.2.7.1.3. Tirante

La altura del tirante del flujo deberá ser mayor del 10% del diámetro de la tubería y menor del 75% de la misma; estos parámetros aseguran su funcionamiento como canal abierto, así como su funcionalidad para el arrastre de los sedimentos.

2.2.7.2. Determinación de caudales

2.2.7.2.1. Dotación

La dotación está relacionada íntimamente con la demanda que necesita una población específica, para satisfacer sus necesidades primarias. Esto significa que dotación es la cantidad de agua que necesita un habitante en un día, para satisfacer sus demandas biológicas.

Es por esta razón, que la dimensional de la dotación viene dada en litros/habitante/día.

El caserío Pancá se abastece de agua potable del sistema de agua del municipio de Sololá, el cual fue diseñado con una dotación de 180 l/hab/día, por lo cual se fijará dicha dotación, para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

2.2.7.2.2. Factor de retorno

En las viviendas el agua tiene diferentes usos. Todos los usos han sido cuantificados por diferentes instituciones, como la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Sanitarios y Ambientales y la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos, las cuales han establecido datos en lo referente a factores de consumo de agua como: lavado de utensilios, baños, preparación de alimentos, lavado de ropa, bebidas, que se dirige directamente al sistema de alcantarillado.

Gracias a esto, se ha podido estimar que, del total de agua que se consume dentro de las viviendas, aproximadamente un 70% al 90% se descarga al drenaje, lo cual constituye el caudal domiciliar. En este proyecto se utilizará un valor del factor de retorno de 0,80.

2.2.7.3. Caudal medio

Se le llama caudal medio a la suma de caudales que ingresan en el alcantarillado sanitario, siendo éstos; el caudal domiciliar, caudal por conexiones ilícitas, caudal por infiltración, caudal comercial y caudal industrial. El caudal sanitario se encuentra con la siguiente ecuación:

$$Q_m = Q_{dom} + Q_{ci} + Q_i + Q_{com} + Q_{ind}$$

Donde:

Q_m = caudal medio

Q_{dom} = caudal domiciliar

Q_{ci} = caudal por conexiones ilícitas

- Q_i = caudal por infiltración
 Q_{com} = caudal comercia
 Q_{ind} = caudal industrial

2.2.7.3.1. Caudal domiciliar

Es la cantidad de agua que se desecha de las viviendas por consumo interno hacia el colector principal, está relacionado directamente con el suministro de agua potable en cada hogar.

El caudal domiciliar se integra de la siguiente manera:

$$Q_{dom} = \frac{Dot * FR * No. Hab}{86\ 400}$$

Donde:

- Q_{dom} = caudal domiciliar
Dot = dotación (l/hab/día)
FR = factor de retorno
No. Hab = número de habitantes

2.2.7.3.2. Caudal por conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías de agua pluvial al alcantarillado sanitario. El INFOM especifica que se debe tomar como mínimo el 10% del caudal domiciliar. Sin embargo, en áreas donde no hay drenaje pluvial, se debe utilizar un valor más alto. El valor utilizado para este diseño es de 20%, por lo que el caudal por conexiones ilícitas queda de la siguiente manera:

$$Q_{ci} = Q_{dom} * 0,20$$

Donde:

Q_{ci} = caudal por conexiones ilícitas

Q_{dom} = caudal domiciliario

2.2.7.3.3. Caudal por infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual dependerá del nivel freático del agua, de la profundidad y tipo de la tubería, de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de mano de obra. Para este diseño no se tomará en cuenta, ya que en el diseño se utilizará tubería PVC Novafort y este material no permite infiltración de agua.

2.2.7.3.4. Caudal comercial

Es el caudal de desechos que provienen de las edificaciones comerciales, como comedores, restaurantes, hoteles, etc. La dotación comercial varía entre 600 y 3 000 l/comercio/día, dependiendo el tipo de comercio.

$$Q_{com} = \frac{Dot * No. comercios}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{com} = caudal comercial

Dot = dotación

No. Comercios = número de comercios

En el caserío El Pancá no existe ningún tipo de comercio, por lo cual para este diseño no se tomará en cuenta el caudal comercial.

2.2.7.3.5. Caudal industrial

Es el caudal procedente del interior de todas las industrias existentes en el lugar, como procesadores de alimentos, fábrica de textiles, licoreras, etc. Si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede computar, dependiendo del tipo de industria entre 1 000 y 18 000 l/industria/día.

Debido a que no existen industrias, no se contemplará el caudal industrial para el diseño del sistema sanitario.

2.2.7.4. Factor de caudal medio

Este factor regula la aportación del caudal en la tubería. Una vez que se calcula el valor del caudal medio, éste se distribuye entre el número de habitantes, al hacer esto se obtiene un valor entre 0,002 y 0,005.

$$FQM = \frac{Q_{san}}{No. hab}$$

Donde:

FQM = factor de caudal medio

Q_{san} = caudal sanitario

No. hab = número de habitantes

2.2.7.5. Caudal máximo

Para calcular el caudal máximo que fluye por las tuberías, en un momento dado, hay que afectar el caudal medio por un factor conocido como factor de flujo, el cual suele variar entre 1,5 y 4,5 de acuerdo al tamaño de la población. El cómputo de dicho factor se puede hacer por diversas formas, pero la más usada, es el valor obtenido por la fórmula de Harmond.

2.2.7.6. Factor de Harmond

Es el valor estadístico que determina la probabilidad del número de usuarios, que estarán haciendo uso simultáneo del servicio; está dado de la siguiente manera:

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

Donde:

FH = factor de Harmond

P = población futura acumulada en miles

2.2.7.7. Caudal de diseño

Con éste se determina la cantidad de caudal, que puede transportar el sistema en cualquier punto, en todo el recorrido de la red, siendo éste el que establecerá las condiciones hidráulicas, sobre las que se realizará el diseño del alcantarillado sanitario.

Debe calcularse para cada tramo del sistema, calculándose con la siguiente ecuación:

$$Q_{dis} = No.hab * FH * FQM$$

Donde:

Q_{dis} = caudal de diseño

No. hab = número de habitantes

FH = factor de Harmond

FQM = factor de caudal medio

2.2.8. Requerimientos de diseño hidráulico

2.2.8.1. Coeficiente de rugosidad

La fabricación de tuberías para la construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, cada vez es realizada por más y más empresas, teniendo que realizar pruebas que determinen un factor para establecer cuán lisa o rugosa es la superficie interna de la tubería. Manejando parámetros de rugosidad para diferentes materiales y diámetros ya estipulados por instituciones que regulan la construcción de alcantarillados sanitarios.

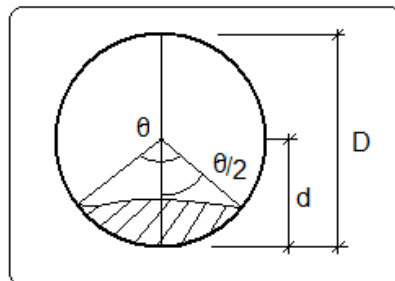
Para el diseño del sistema sanitario se utilizará tubería PVC Novafort. Ésta es una tubería estructural de doble pared, con superficie interior lisa y exterior corrugada, formada por múltiples anillos de refuerzo, que mejoran las características de las tuberías tradicionales.

Su bajo coeficiente de rugosidad, $n=0,009$ permite optimizar los diámetros y disminuir pendientes. El tener un menor coeficiente de rugosidad implica una menor pérdida de carga, pues su lisura permite una fácil autolimpieza y dificulta la adhesión de materiales a la pared del tubo, lo que se traduce en menores costos de mantenimiento.

2.2.8.2. Sección llena y parcialmente llena

El principio fundamental de un sistema de alcantarillado sanitario es que funciona como un canal abierto (sección parcial) y nunca a sección llena. En consecuencia el caudal de diseño jamás será mayor que el caudal de sección llena.

Tabla XVIII. **Relación de diámetros, sección llena y parcialmente llena**



Fuente: elaboración propia.

El caudal que transportará el tubo a sección llena, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{\pi}{4} * \phi^2 * V$$

Donde:

Q = caudal a sección llena (m/s)

A = área de la tubería (m²)

V = velocidad a sección llena (m/s)

∅ = diámetro de la tubería

2.2.8.3. Velocidades máximas y mínimas

Las normas generales para diseño de alcantarillados del INFOM establecen el rango de velocidades permisibles siguientes para el diseño de drenaje sanitario:

Tubería de concreto:

- Velocidad máxima: 3,00 m/s
- Velocidad mínima: 0,60 m/s

Tubería de PVC:

- Velocidad máxima: 4,00 m/s
- Velocidad mínima: 0,40 m/s

2.2.8.4. Fórmula de Manning

Se debe calcular la velocidad a sección llena dentro de la tubería, para esto se utiliza la fórmula de Manning, la cual es una evolución de la fórmula de Chézy para el cálculo de la velocidad del agua en canales abiertos y tuberías, la ecuación es la siguiente:

$$V = \frac{0,03429}{n} * \phi^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V = velocidad a sección llena

n = coeficiente de rugosidad

ϕ = diámetro de la tubería

S = pendiente de la tubería

2.2.8.5. Diámetros de tubería

El INFOM establece que los diámetros mínimos a utilizar en los alcantarillados sanitarios serán de:

- 8" para tuberías de concreto
- 6" para tuberías de PVC

En las conexiones domiciliarias, el diámetro mínimo será de:

- 6" para tuberías de concreto
- 4" para tuberías de PVC

2.2.8.6. Profundidades de tubería

La profundidad de la tubería se dará en función de la pendiente del terreno, la velocidad del flujo, el caudal transportado y el tirante hidráulico. Así mismo, se debe tomar en cuenta que se debe considerar una altura mínima que

permita proteger el sistema de las cargas de tránsito de las inclemencias del tiempo y de accidentes fortuitos.

A continuación, según estudios realizados sobre cargas efectuadas por distintos tipos de transporte, se determinan profundidades mínimas para la colocación del colector, desde la superficie del terreno hasta la corona de la tubería, en cualquier punto de su extensión.

Tubo de concreto:

- a) Para tránsito liviano (menor a 2 toneladas) = 1,00 m
- b) Para tránsito pesado (mayor a 2 toneladas) = 1,20 m

Tubo de PVC:

- a) Para tránsito liviano (menor a 2 toneladas) = 0,60 m
- b) Para tránsito pesado (mayor a 2 toneladas) = 0,90 m

Tomando en cuenta de que existen diferentes diámetros de tubería, con los cuales se diseña un drenaje sanitario, se presentan a continuación las tablas donde se establece la profundidad mínima de la tubería de acuerdo al diámetro de la misma.

Tabla XIX. **Profundidad mínima para tubería de concreto en metros**

DIÁMETROS	4"	6"	8"	10"	12"	15"	18"	24"
TRÁNSITO LIVIANO	1,11	1,17	1,22	1,28	1,34	1,40	1,49	1,65
TRÁNSITO PESADO	1,31	1,37	1,42	1,48	1,54	1,60	1,69	1,85

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. **Profundidad mínima para tubería de PVC en metros**

DIÁMETROS	4"	6"	8"	10"	12"	15"	18"	24"
TRÁNSITO LIVIANO	0,60	0,60	0,60	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
TRÁNSITO PESADO	0,90	0,90	0,90	1,10	1,10	1,20	1,20	1,20

Fuente: elaboración propia.

Debido a que en el caserío El Pancá el tránsito que circula es liviano y que se utilizará tubería PVC de 6" de diámetro, se diseñará con una profundidad de 0,80 m.

2.2.8.7. Ancho de zanja

Para alcanzar la profundidad donde se debe instalar la tubería, se deben hacer excavaciones de estación a estación (pozos de visita). Se debe tener precaución en las zanjas donde las profundidades son muy grandes, se presenta la siguiente tabla, que muestra los anchos aconsejables en función del diámetro y de las profundidades a excavar.

Tabla XXI. **Anchos de zanja**

Diámetro	Ancho de zanja			
	Profundidad hasta 2,00m	Profundidad de 2,00m – 3,00m	Profundidad de 3,00m – 4,00m	Profundidad de 4,00m – 6,00m
4"	0,70	0,95	1,20	1,45
6"	0,75	1,00	1,25	1,50
8"	0,80	1,05	1,30	1,55
10"	0,85	1,10	1,35	1,60
12"	0,90	1,15	1,40	1,65
15"	1,00	1,25	1,50	1,75
18"	1,10	1,35	1,60	1,85
24"	1,20	1,45	1,70	1,95

Fuente: elaboración propia

2.2.8.8. Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de la zanja que depende del diámetro de la tubería y la longitud entre pozos. Para encontrar el volumen de excavación se utiliza la siguiente ecuación:

$$V = \frac{H_1 + H_2}{2} * d * z$$

Donde:

V = volumen de excavación (m³)

H₁ = profundidad del primer pozo (m)

H₂ = profundidad del segundo pozo (m)

d = distancia entre pozos (m)

z = ancho de zanja (m)

2.2.8.9. Cotas invert

Es la cota de nivel que determina la colocación de la parte interior inferior de la tubería que conecta dos pozos de visita. Las cotas invert de entrada y salida de la tubería en un tramo del alcantarillado, se calculan de la siguiente manera:

$$CISo = CT - 0,85 m$$

$$CIE = CISo - DH * \frac{S_{tubo}}{100}$$

$$CIS = CIE - 0,03 m$$

Donde:

CISo = cota invert de salida inicial (caja de visita)

CT = cota del terreno

CIE = cota invert de entrada (pozo de visita)

DH = distancia horizontal entre pozos

S_{tubo} = pendiente de la tubería

CIS = cota invert de salida (pozo de visita)

2.2.8.10. Profundidad de los pozos de visita

Al inicio de cada ramal o colector, se colocará una caja de visita, esta tendrá una profundidad de 0,90 m. Posteriormente a ésta se colocarán pozos de visita, para conocer la profundidad de los pozos de visita, se debe hacer lo siguiente:

$$H_{\text{pozo}} = CT - CIS - 0,15 \text{ m}$$

Donde:

H_{pozo} = profundidad de pozo

CT = cota del terreno

CIS = cota invert de salida

2.2.8.11. Ejemplo de diseño de un tramo

Se procederá a diseñar el tramo PV-4 a PV-5, para realizar el diseño, previamente se deben conocer las bases generales de diseño, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla XXII. **Datos de diseño**

DATOS GENERALES

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Período de diseño	31 años
Viviendas actuales	83
Viviendas futuras	217
Densidad de habitantes	5 habitantes/vivienda
Población actual	415 habitantes
Tasa de crecimiento	3,15%
Población futura	1085 habitantes
Dotación	180 l/hab/día
Factor de retorno	0,80
Velocidad de diseño	$0,40 \leq V \leq 4,00$ m/s.
COLECTOR PRINCIPAL	
Tipo de tubería	PVC NOVAFORT
Diámetro de tubería	6"

Fuente: elaboración propia.

Algunas características que se deben conocer del tramo a diseñar.

Tramo	PV – 4 a PV – 5	
Distancia	68,50 m	
Número de casa en el tramo	2	
Número de casas acumuladas	8	
Densidad de vivienda	5 habitantes/ vivienda	
Total de habitantes a servir	Actual	40 habitantes
	Futuro	105 habitantes
Cotas del terreno	PV-4	995,415 m
	PV-5	995,962 m

- Cálculo del caudal medio

$$Q_m = Q_{dom} + Q_{CI}$$

- Caudal domiciliar

$$Q_{dom} = \frac{180 \text{ l/hab/día} * 105 \text{ hab} * 0,8}{86\ 400 \text{ s/día}} = 0,175 \text{ l/s}$$

- Caudal por conexiones ilícitas

$$Q_{CI} = 0,175 \text{ l/s} * 0,2 = 0,035 \text{ l/s}$$

- Caudal medio

$$Q_m = 0,175 \text{ l/s} + 0,035 \text{ l/s} = 0,210 \text{ l/s}$$

- Cálculo del factor de caudal medio FQM

$$FQM = \frac{0,210 \text{ l/s}}{103 \text{ hab}} = 0,002$$

- Cálculo del factor de Harmond FH

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{103}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{103}{1\ 000}}} = 4,238$$

- Cálculo del caudal de diseño

$$Q_{dis} = 103 \text{ hab} * 0,002 * 4,238 = 0,890 \text{ l/s}$$

- Cálculo de la pendiente del terreno

$$S_{terreno} = \frac{995,415 \text{ m} - 995,962 \text{ m}}{68,50 \text{ m}} * 100 = -0,80\%$$

- Pendiente de la tubería = 0,009%

- Cálculo de velocidad a sección llena

$$V_{sec \text{ llena}} = \frac{0,03429}{0,009} * 6^{2/3} * \sqrt{0,009} = 1,193 \text{ m/s}$$

- Cálculo de caudal a sección llena

$$Q_{sec \text{ llena}} = \frac{\pi}{4} * \left(6 * 0,0254 \frac{\text{pulg}}{\text{m}}\right)^2 * 1,193 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 1000 \frac{\text{l}}{\text{m}^3} = 21,77 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

- Relación de caudales

$$q_{dis}/Q_{sec \text{ llena}} = 0,890/21,77 = 0,041$$

De la tabla de relaciones hidráulicas

- Relación de velocidad $v/V = 0,4887$
- Relación de tirante $d/D = 0,1370$

- Velocidad a sección parcial

$$v = 1,193 \text{ m/s} * 0,1370 = 0,58 \text{ m/s}$$

$$0,40 \leq 0,58 \leq 4,00 \text{ m/s.} \quad OK.$$

- Cálculo de cotas invert

$$CIE = 995,44 \text{ m} - 68,50 \text{ m} * 0,009 = 993,79 \text{ m}$$

$$CIS = 993,79 \text{ m} - 0,03 \text{ m} = 993,76 \text{ m}$$

- Profundidad del pozo de visita 4

$$H_{\text{pozo}} = 954,15 \text{ m} - 994,41 \text{ m} + 0,05 \text{ m} = 1,06 \text{ m}$$

- Profundidad del pozo de visita 3

$$H_{\text{pozo}} = 995,962 \text{ m} - 993,76 \text{ m} + 0,05 \text{ m} = 2,25 \text{ m}$$

- Cálculo de la profundidad de la zanja en el pozo 4

$$H_{\text{pozo}} = 995,415 \text{ m} - 994,41 \text{ m} - 0,15 \text{ m} = 0,86 \text{ m}$$

- Cálculo de la profundidad de la zanja en el pozo 5

$$H_{\text{pozo}} = 995,962 \text{ m} - 993,76 \text{ m} - 0,15 \text{ m} = 2,05 \text{ m}$$

- Cálculo del volumen de excavación.

$$V = \frac{0,86 \text{ m} + 2,05 \text{ m}}{2} * 68,50 \text{ m} * 0,75 \text{ m} = 74,75 \text{ m}^3$$

2.2.8.12. Tabla de resultados

Tabla XXIII. Ramal 1

Pozos de Visita	Casas		Habitantes		Q _{domiciliar}		Q _{CI}		Q _s		FQM		Chequeo FQM		FH		Q _{Dis}		Cotas terreno		DH (m)	Sterreno (%)	φ (in)	S _{tubo} (%)	Área (m ²)	Sección llena		q/Q		v/V		d/D		v (m/s)		Cotas Invert.		Profundidad zanja		
	De PV	A PV	Act.	Acum.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Inicial	Final						v (m/s)	Q (L/s)	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Salida	Entrada	SALIDA
1	2	1	1	5	13	0.008	0.022	0.002	0.004	0.010	0.026	0.002	0.002	0.002	0.002	4.439	4.403	0.044	0.114	1006.584	1000.828	82.12	0.070	6	7.15	0.0182	3.3639	61.3628	0.0007	0.0019	0.141	0.192	0.02	0.032	0.4700	0.6500	1005.73	999.86	0.70	0.82
2	3	5	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	1000.828	996.618	48.12	0.087	6	8.65	0.0182	3.7000	67.4933	0.0039	0.0099	0.2399	0.3194	0.0450	0.0700	0.8900	1.1800	999.83	995.67	0.85	0.80
3	4	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	996.618	995.415	34.81	0.035	6	3.45	0.0182	2.3367	42.6247	0.0061	0.0156	0.2765	0.3672	0.0560	0.0870	0.6500	0.8600	995.64	994.44	0.83	0.83
4	5	2	8	40	105	0.067	0.175	0.013	0.035	0.080	0.210	0.002	0.002	0.002	0.002	4.333	4.238	0.347	0.890	995.415	995.962	68.50	(0.008)	6	0.90	0.0182	1.1935	21.7708	0.0159	0.0409	0.3672	0.4887	0.0870	0.1370	0.4400	0.5800	994.41	993.79	0.86	2.02
5	6	7	15	75	196	0.125	0.327	0.025	0.065	0.150	0.392	0.002	0.002	0.002	0.002	4.276	4.151	0.641	1.627	995.962	994.175	37.31	0.048	6	1.50	0.0182	1.5408	28.1059	0.0228	0.0579	0.4112	0.5438	0.1040	0.1630	0.6300	0.8400	993.76	993.20	2.05	0.82
6	7	0	15	75	196	0.125	0.327	0.025	0.065	0.150	0.392	0.002	0.002	0.002	0.002	4.276	4.151	0.641	1.627	994.175	998.192	27.52	(0.146)	6	1.00	0.0182	1.2580	22.9484	0.0279	0.0709	0.4357	0.5775	0.1140	0.1800	0.5500	0.7300	993.17	992.90	0.85	5.14
7	8	4	19	95	248	0.158	0.413	0.032	0.083	0.190	0.496	0.002	0.002	0.002	0.002	4.250	4.112	0.807	2.040	998.192	997.178	58.41	0.017	6	0.60	0.0182	0.9745	17.7757	0.0454	0.1148	0.5061	0.6644	0.1450	0.2280	0.4900	0.6500	992.87	992.52	5.17	4.51
8	9	5	24	120	314	0.200	0.523	0.040	0.105	0.240	0.628	0.002	0.002	0.002	0.002	4.221	4.070	1.013	2.556	997.178	985.358	45.01	0.263	6	19.00	0.0182	5.4836	100.0297	0.0101	0.0256	0.3194	0.4260	0.0700	0.1100	1.7500	2.3400	992.49	983.94	4.54	1.27
9	10	0	24	120	314	0.200	0.523	0.040	0.105	0.240	0.628	0.002	0.002	0.002	0.002	4.221	4.070	1.013	2.556	985.358	981.770	13.34	0.269	6	24.00	0.0182	6.1631	112.4237	0.0090	0.0227	0.3105	0.4112	0.0670	0.1040	1.9100	2.5300	983.91	980.70	1.30	0.92
10	11	0	24	120	314	0.200	0.523	0.040	0.105	0.240	0.628	0.002	0.002	0.002	0.002	4.221	4.070	1.013	2.556	981.770	971.552	30.29	0.337	6	33.50	0.0182	7.2814	132.8234	0.0076	0.0192	0.2984	0.3909	0.0630	0.0960	2.1700	2.8500	980.67	970.53	0.95	0.87
11	12	1	25	125	327	0.208	0.545	0.042	0.109	0.250	0.654	0.002	0.002	0.002	0.002	4.216	4.062	1.054	2.657	971.552	963.220	64.34	0.129	6	13.00	0.0182	4.5359	82.7416	0.0127	0.0321	0.3452	0.4546	0.0790	0.1220	1.5700	2.0600	970.50	962.13	0.90	0.94
12	13	3	28	140	366	0.233	0.610	0.047	0.122	0.280	0.732	0.002	0.002	0.002	0.002	4.201	4.040	1.176	2.957	963.220	956.859	48.35	0.132	6	13.00	0.0182	4.5359	82.7416	0.0142	0.0357	0.3563	0.4707	0.0830	0.1290	1.6200	2.1400	962.10	955.82	0.97	0.89
13	14	0	28	140	366	0.233	0.610	0.047	0.122	0.280	0.732	0.002	0.002	0.002	0.002	4.201	4.040	1.176	2.957	956.859	954.847	35.39	0.057	6	5.50	0.0182	2.9504	53.8188	0.0219	0.0550	0.4062	0.5356	0.1020	0.1590	1.2000	1.5800	955.79	953.84	0.92	0.86
14	15	0	28	140	366	0.233	0.610	0.047	0.122	0.280	0.732	0.002	0.002	0.002	0.002	4.201	4.040	1.176	2.957	954.847	955.980	26.76	(0.042)	6	0.50	0.0182	0.8896	16.2270	0.0725	0.1823	0.5813	0.7603	0.1820	0.2890	0.5200	0.6800	953.81	953.68	0.89	2.15
15	colec	0	28	140	366	0.233	0.610	0.047	0.122	0.280	0.732	0.002	0.002	0.002	0.002	4.201	4.040	1.176	2.957	955.980	955.754	57.48	0.004	6	0.50	0.0182	0.8896	16.2270	0.0725	0.1823	0.5813	0.7603	0.1820	0.2890	0.5200	0.6800	953.65	953.36	2.18	2.24

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. Ramal 2

Pozos de Visita	Casas		Habitantes		Q _{domiciliar}		Q _{CI}		Q _s		FQM		Chequeo FQM		FH		Q _{Dis}		Cotas terreno		DH (m)	Sterreno (%)	φ (in)	S _{tubo} (%)	Área (m ²)	Sección llena		q/Q		v/V		d/D		v (m/s)		Cotas Invert.		Profundidad zanja		
	De PV	A PV	Act.	Acum.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Inicial	Final						v (m/s)	Q (L/s)	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Salida	Entrada	SALIDA
16	17	2	2	10	26	0.017	0.043	0.003	0.009	0.020	0.052	0.002	0.002	0.002	0.002	4.415	4.364	0.088	0.227	1025.094	1024.855	16.38	0.015	6	3.00	0.0182	2.1790	39.7478	0.0022	0.0057	0.2	0.27	0.034	0.054	0.4400	0.5900	1024.24	1023.75	0.85	1.10
17	18	1	3	15	39	0.025	0.065	0.005	0.013	0.030	0.078	0.002	0.002	0.002	0.002	4.396	4.335	0.132	0.338	1024.855	1024.472	15.03	0.025	6	2.70	0.0182	2.0672	37.7081	0.0035	0.0090	0.233	0.311	0.043	0.067	0.4800	0.6400	1023.72	1023.32	1.13	1.16
18	19	2	5	25	65	0.042	0.108	0.008	0.022	0.050	0.130	0.002	0.002	0.002	0.002	4.367	4.290	0.218	0.558	1024.472	1022.604	40.63	0.046	6	4.00	0.0182	2.5161	45.8968	0.0048	0.0122	0.254	0.34	0.049	0.077	0.6400	0.8500	1023.29	1021.66	1.19	0.94
19	20	4	9	45	118	0.075	0.197	0.015	0.039	0.090	0.236	0.002	0.002	0.002	0.002	4.324	4.223	0.389	0.997	1022.604	1018.945	58.29	0.063	6	6.50	0.0182	3.2074	58.5072	0.0067	0.0170	0.283	0.375	0.058	0.09	0.9100	1.2000	1021.63	1017.84	0.97	1.10
20	21	7	16	80	209	0.133	0.348	0.027	0.070	0.160	0.418	0.002	0.002	0.002	0.002	4.269	4.141	0.683	1.731	1018.945	1012.895	67.71	0.089	6	9.00	0.0182	3.7741	68.8452	0.0099	0.0251	0.319	0.424	0.07	0.109	1.2100	1.6000	1017.81	1011.72	1.13	1.18
21	22	0	16	80	209	0.133	0.348	0.027	0.070	0.160	0.418	0.002	0.002	0.002	0.002	4.269	4.141	0.683	1.731	1012.895	1005.775	44.21	0.161	6	16.00	0.0182	5.0321	91.7936	0.0074	0.0189	0.292	0.388	0.061	0.095	1.4700	1.9500	1011.69	1004.62	1.21	1.16
22	23	0	16	80	209	0.133	0.348	0.027	0.070	0.160	0.418	0.002	0.002	0.002	0.002	4.269	4.141	0.683	1.731	1005.775	1003.083	27.40	0.098	6	10.00	0.0182	3.9783	72.5692	0.0094	0.0239	0.314	0.416	0.068	0.106	1.2500	1.6600	1004.59	1001.85	1.19	1.24
23	24	1	17	85	222	0.142	0.370	0.028	0.074	0.170	0.444	0.002	0.002	0.002	0.002	4.262	4.131	0.725	1.834	1003.083	999.813	57.75	0.057	6	5.50	0.0182	2.9504	53.8188	0.0135	0.0341	0.351	0.464	0.081	0.126	1.0300	1.3700	1001.82	998.64	1.27	1.17
24	25	0	17	85	222	0.142	0.370	0.028	0.074	0.170	0.444	0.002	0.002	0.002	0.002	4.262	4.131	0.725	1.834	999.813	999.511	8.47	0.036	6	4.00	0.0182	2.5161	45.8968	0.0158	0.0400	0.367	0.486	0.087	0.136	0.9200	1.2200	998.61	998.27	1.20	1.24
25	26	0	17	85	222	0.142	0.370	0.028	0.074	0.170	0.444	0.002	0.002	0.002	0.002	4.262	4.131	0.725	1.834	999.511	999.103	9.01	0.045	6	3.50	0.0182	2.3536	42.9325	0.0169	0.0427	0.375	0.495	0.09	0.14	0.8800	1.1700	998.24	997.92	1.27	1.18
26	27	0	17	85	222	0.142	0.370	0.028	0.074	0.170	0.444	0.002	0.002	0.002	0.002	4.262	4.131	0.725	1.834	999.103	997.088	4.71	0.428	6	40.00	0.0182	7.9565	145.1384	0.0050	0.0126	0.257	0.342	0.05	0.078	2.0400	2.7200	997.89	996.01	1.21	1.08
27	28	0	17	85	222	0.142	0.370	0.028	0.074	0.170	0.444	0.002	0.002	0.002	0.002	4.262	4.131	0.725	1.834	997.088	995.031	24.13	0.085	6	8.00	0.0182	3.5583	64.9079	0.0112	0.0283	0.331	0.438	0.074	0.115	1.1800	1.5600				

Tabla XXV. Ramal 3

Pozos de Visita		Casas		Habitantes		Q _{domiciliar}		Q _{Cl}		Q _s		FQM		Chequeo FQM		FH		Q _{Dis}		Cotas terreno		DH (m)	Sterreno (%)	φ (in)	S _{tubo} (%)	Área (m ²)	Sección llena		q/Q		v/V		d/D		v (m/s)		Cotas Invert.		Profundidad zanja	
De PV	A PV	Act.	Acum.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Inicial	Final						v (m/s)	Q (L/s)	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Salida	Entrada
32	33	5	5	25	65	0.042	0.108	0.008	0.022	0.050	0.130	0.002	0.002	0.002	0.002	4.367	4.290	0.218	0.558	991.006	985.947	29.251	0.173	6	18.00	0.0182	5.3374	97.3618	0.0022	0.0057	0.204	0.27	0.035	0.054	1.0900	1.4400	990.16	984.89	0.85	1.06
33	34	0	5	25	65	0.042	0.108	0.008	0.022	0.050	0.130	0.002	0.002	0.002	0.002	4.367	4.290	0.218	0.558	985.947	982.142	34.773	0.109	6	11.50	0.0182	4.2662	77.8218	0.0028	0.0072	0.215	0.289	0.038	0.06	0.9200	1.2300	984.86	980.86	1.09	1.28
34	35	4	9	45	118	0.075	0.197	0.015	0.039	0.090	0.236	0.002	0.002	0.002	0.002	4.324	4.223	0.389	0.997	982.142	978.998	37.087	0.085	6	9.50	0.0182	3.8775	70.7317	0.0055	0.0141	0.267	0.354	0.053	0.082	1.0300	1.3700	980.83	977.31	1.31	1.69
35	36	10	19	95	248	0.158	0.413	0.032	0.083	0.190	0.496	0.002	0.002	0.002	0.002	4.250	4.112	0.807	2.040	978.998	976.029	70.979	0.042	6	3.75	0.0182	2.4362	44.4394	0.0182	0.0459	0.383	0.506	0.093	0.145	0.9300	1.2300	977.28	974.62	1.72	1.41
36	37	2	21	105	275	0.175	0.458	0.035	0.092	0.210	0.550	0.002	0.002	0.002	0.002	4.238	4.094	0.890	2.252	976.029	974.284	50.498	0.035	6	3.75	0.0182	2.4362	44.4394	0.0200	0.0507	0.396	0.523	0.098	0.153	0.9600	1.2700	974.59	972.69	1.44	1.59
37	38	5	26	130	340	0.217	0.567	0.043	0.113	0.260	0.680	0.002	0.002	0.002	0.002	4.211	4.055	1.095	2.757	974.284	974.078	45.210	0.005	6	0.50	0.0182	0.8896	16.2270	0.0675	0.1699	0.568	0.744	0.175	0.278	0.5100	0.6600	972.66	972.44	1.62	1.64
38	39	0	26	130	340	0.217	0.567	0.043	0.113	0.260	0.680	0.002	0.002	0.002	0.002	4.211	4.055	1.095	2.757	974.078	971.666	25.552	0.094	6	9.50	0.0182	3.8775	70.7317	0.0155	0.0390	0.364	0.482	0.086	0.134	1.4100	1.8700	972.41	969.98	1.67	1.69
39	40	0	26	130	340	0.217	0.567	0.043	0.113	0.260	0.680	0.002	0.002	0.002	0.002	4.211	4.055	1.095	2.757	971.666	963.925	18.520	0.418	6	41.00	0.0182	8.0553	146.9414	0.0075	0.0188	0.292	0.388	0.061	0.095	2.3500	3.1300	969.95	962.36	1.72	1.57
40	41	0	26	130	340	0.217	0.567	0.043	0.113	0.260	0.680	0.002	0.002	0.002	0.002	4.211	4.055	1.095	2.757	963.925	958.260	18.120	0.313	6	30.50	0.0182	6.9477	126.7366	0.0086	0.0218	0.305	0.404	0.065	0.101	2.1200	2.8000	962.33	956.80	1.60	1.46
41	42	0	26	130	340	0.217	0.567	0.043	0.113	0.260	0.680	0.002	0.002	0.002	0.002	4.211	4.055	1.095	2.757	958.260	956.216	37.140	0.055	6	6.00	0.0182	3.0815	56.2119	0.0195	0.0491	0.391	0.517	0.096	0.15	1.2000	1.5900	956.77	954.54	1.49	1.67
42	15	0	26	130	340	0.217	0.567	0.043	0.113	0.260	0.680	0.002	0.002	0.002	0.002	4.211	4.055	1.095	2.757	956.216	955.980	32.480	0.007	6	2.00	0.0182	1.7791	32.4539	0.0337	0.0850	0.462	0.61	0.125	0.197	0.8200	1.0800	954.51	953.86	1.70	2.12

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. Ramal 4

Pozos de Visita		Casas		Habitantes		Q _{domiciliar}		Q _{Cl}		Q _s		FQM		Chequeo FQM		FH		Q _{Dis}		Cotas terreno		DH (m)	Sterreno (%)	φ (in)	S _{tubo} (%)	Área (m ²)	Sección llena		q/Q		v/V		d/D		v (m/s)		Cotas Invert.		Profundidad zanja	
De PV	A PV	Act.	Acum.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Inicial	Final						v (m/s)	Q (L/s)	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Salida	Entrada
43	44	1	1	5	13	0.008	0.022	0.002	0.004	0.010	0.026	0.002	0.002	0.002	0.002	4.439	4.403	0.044	0.114	1026.264	1026.728	15.211	(0.031)	6	4.50	0.0182	2.6687	48.6809	0.0009	0.0024	0.154	0.204	0.023	0.035	0.4100	0.5400	1025.41	1024.73	0.85	2.00
44	45	0	1	5	13	0.008	0.022	0.002	0.004	0.010	0.026	0.002	0.002	0.002	0.002	4.439	4.403	0.044	0.114	1026.728	1027.273	22.090	(0.025)	6	5.00	0.0182	2.8131	51.3142	0.0009	0.0022	0.15	0.2	0.022	0.034	0.4200	0.5600	1024.70	1023.59	2.03	3.68
45	46	1	2	10	26	0.017	0.043	0.003	0.009	0.020	0.052	0.002	0.002	0.002	0.002	4.415	4.364	0.088	0.227	1027.273	1027.179	21.482	0.004	6	3.00	0.0182	2.1790	39.7478	0.0022	0.0057	0.2	0.27	0.034	0.054	0.4400	0.5900	1023.56	1022.92	3.71	4.26
46	47	0	2	10	26	0.017	0.043	0.003	0.009	0.020	0.052	0.002	0.002	0.002	0.002	4.415	4.364	0.088	0.227	1027.179	1027.167	28.738	0.000	6	3.00	0.0182	2.1790	39.7478	0.0022	0.0057	0.2	0.27	0.034	0.054	0.4400	0.5900	1022.89	1022.03	4.29	5.14
47	48	4	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	1027.167	1019.184	71.225	0.112	6	5.50	0.0182	2.9504	53.8188	0.0049	0.0124	0.257	0.342	0.05	0.078	0.7600	1.0100	1022.00	1018.08	5.17	1.10
48	49	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	1019.184	1013.040	49.328	0.125	6	13.00	0.0182	4.5359	82.7416	0.0032	0.0081	0.226	0.298	0.041	0.063	1.0200	1.3500	1018.05	1011.64	1.13	1.40
49	50	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	1013.040	1003.536	37.714	0.252	6	24.00	0.0182	6.1631	112.4237	0.0023	0.0059	0.204	0.273	0.035	0.055	1.2500	1.6800	1011.61	1002.56	1.43	0.98
50	51	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	1003.536	1002.094	20.887	0.069	6	7.00	0.0182	3.3284	60.7157	0.0043	0.0110	0.247	0.328	0.047	0.073	0.8200	1.0900	1002.53	1001.06	1.01	1.03
51	52	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	1002.094	1000.309	48.770	0.037	6	4.00	0.0182	2.5161	45.8968	0.0057	0.0145	0.27	0.359	0.054	0.084	0.6800	0.9000	1001.03	999.08	1.06	1.22
52	53	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	1000.309	997.340	27.200	0.109	6	11.00	0.0182	4.1724	76.1112	0.0034	0.0088	0.229	0.308	0.042	0.066	0.9600	1.2800	999.05	996.06	1.25	1.28
53	54	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	997.340	995.568	6.226	0.285	6	23.75	0.0182	6.1309	111.8366	0.0023	0.0060	0.204	0.273	0.035	0.055	1.2500	1.6800	996.03	994.55	1.31	1.01
54	55	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	995.568	992.779	5.837	0.478	6	50.00	0.0182	8.8956	162.2696	0.0016	0.0041	0.184	0.243	0.03	0.046	1.6400	2.1600	994.52	991.60	1.04	1.17
55	56	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	992.779	981.168	21.183	0.548	6	55.00	0.0182	9.3298	170.1898	0.0015	0.0039	0.18	0.24	0.029	0.045	1.6800	2.2400	991.57	979.92	1.20	1.24
56	57	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	981.168	971.399	24.814	0.394	6	39.00	0.0182	7.8564	143.3127	0.0018	0.0046	0.188	0.25	0.031	0.048	1.4800	1.9700	979.89	970.22	1.27	1.18
57	58	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	971.399	964.016	27.471	0.269	6	27.00	0.0182	6.5369	119.2434	0.0022	0.0056	0.2	0.267	0.034	0.053	1.3100	1.7400	970.19	962.77	1.21	1.25
58	59	0	6	30	78	0.050	0.130	0.010	0.026	0.060	0.156	0.002	0.002	0.002	0.002	4.355	4.272	0.261	0.666	964.016	956.331	15.211	0.505	6	50.00	0.0182	8.8956	162.2696	0.0016	0.0041	0.184	0.243	0.03	0.046	1.6400	2.1600	962.74	955.13	1.28	1.20
59	60																																							

2.2.9. Evaluación de impacto ambiental

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales –MARN–, proporciona un listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades; clasificando cada proyecto en categorías. En la tabla XXV se muestra únicamente la parte del listado taxativo que es de interés en este proyecto.

Tabla XXVII. **Listado taxativo**

Tabulación	Clase	Descripción	Categorías			
			Alto Impacto	De moderado a alto impacto	De moderado a bajo impacto	Bajo impacto
Construcción, servicios comunitarios de inversión pública.	9 199	Diseño y operación de proyectos de introducción de drenajes.			Todas	

Fuente: Listado taxativo proporcionado por el Ministerio de ambiente y Recursos Naturales –MARN–

Con base en el listado taxativo se determina que este proyecto se clasifica como de moderado a bajo impacto, por lo que sólo es necesario hacer un diagnóstico moderado de bajo impacto.

2.2.10. Planos constructivos

Los planos constructivos son la parte final del diseño donde se plasma gráficamente lo que se realizó en el diseño. En este proyecto se realizaron los siguientes planos:

- a) Plano índice del drenaje sanitario El Pancá
- b) Planta general, drenaje sanitario El Pancá
- c) Curvas de nivel del terreno para planta de tratamiento
- d) Planta-Perfil ramal 1 “P.V.1 - Colector”

- e) Planta-Perfil ramal 2 “P.V.16 - P.V.10”
- f) Planta-Perfil ramal 3 “P.V.32 - P.V.15”
- g) Planta-Perfil ramal 4 “P.V.43 - Colector”
- h) Detalles pozo de visita, caja de visita, tapadera, brocal y escalón

2.2.11. Presupuesto

Para el presupuesto del drenaje sanitario, para el caserío El Pancá, se trabajó con los mismos factores indirectos que en el proyecto de agua potable del caserío El Barranco.

Tabla XXVIII. Presupuesto introducción de drenaje sanitario

REGLÓN	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDADES	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	PRELIMINARES				
1,1	BODEGA	Global	1	Q 6 751,36	Q 6 751,36
1,2	REPLANTEO Y LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	ml	2156,30	Q 7,42	Q 15 996,32
1,3	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	ml	2156,30	Q 5,81	Q 12 534,69
				TOTAL	Q 35 282,37
2	COLECTOR				
2,1	TUBERIA NOVAFORT 6" NORMA ASTM F2307	Tubo	360	Q 463,03	Q 166 690,41
2,2	EXCAVACIÓN DE ZANJA	m ³	4391	Q 48,83	Q 214 403,29
2,3	RELLENO DE ZANJA	m ³	5708	Q 81,38	Q 464 540,47
				TOTAL	Q 845 634,17
3	POZOS Y CAJAS DE VISITA				
3,1	POZOS DE VISITA	Unidad	59	Q 6 473,41	Q 381 931,32
3,2	CAJAS DE VISITA	Unidad	4	Q 2 089,79	Q 8 359,17
				TOTAL	Q 390 290,49
4	CONEXIONES DOMICILIARES				
4,1	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	83	Q 398,09	Q 33 041,50
				TOTAL	Q 33 041,50
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 1 304 248,53
COSTO TOTAL DEL PROYECTO EN DOLARES					\$ 162 421,98

Fuente: elaboración propia.

Nota: el tipo de cambio es de Q 8,03 por \$1,00 cotizado el 25 de noviembre de 2010 en el Banco de Guatemala.

2.2.12. Especificaciones técnicas

A) Movilización y desmovilización

Descripción: la movilización consistirá en los trabajos y operaciones preparatorias que incluirán todo lo necesario para el traslado del equipo, al lugar de la obra y todos los trabajos y operaciones que se deban realizar antes de comenzar las actividades en los diferentes renglones establecidos en el contrato.

La desmovilización es la actividad de retiro del contratista y de sus recursos del sitio de la obra una vez finalizada y aprobada la misma.

B) Replanteo y levantamiento topográfico para construcción

Descripción: este trabajo consiste en el suministro de personal calificado, del equipo necesario y del material para efectuar levantamientos y replanteos topográficos, cálculos y registros de datos para el control del trabajo.

El personal, equipo y material deberá cumplir con lo siguiente:

- Personal: el contratista debe suministrar cuadrillas de topografía técnicamente calificadas, capaces de ejecutar el trabajo en tiempo y con la exactitud requerida. Siempre que se estén realizando trabajos topográficos de replanteo, deberá estar presente en el proyecto un supervisor calificado para la cuadrilla;
- Equipo: el contratista debe suministrar instrumentos de topografía y equipo de soporte capaces de alcanzar las tolerancias especificadas;

- **Material:** el contratista debe suministrar herramientas e insumos aceptables del tipo y de la calidad utilizada normalmente en los trabajos de levantamientos topográficos efectuados en carreteras y adecuados para el uso indicado. Debe suministrar estacas y mojones de una longitud tal que provean un empotramiento sólido en el terreno y con un área superficial afuera del terreno suficiente para colocar las marcas legibles necesarias;

Replanteo de la línea central: el personal de la supervisora colocará las referencias de los puntos de control horizontal y vertical, establecidos en los planos.

El personal de la supervisora también suministrará los datos a utilizarse en el establecimiento de controles de los principales elementos del proyecto.

Levantamientos topográficos para construcción. El contratista, con las referencias entregadas por la supervisora y la información suministrada en los planos y/o programas o archivos computarizados del diseño geométrico, colocará las estacas de construcción.

C) Limpia, chapeo y destronque

Descripción: este trabajo consiste en el chapeo, tala, destronque, remoción y eliminación de toda clase de vegetación y desechos que están dentro de los límites del derecho de vía y en las áreas de bancos de préstamo, excepto la vegetación que sea designada para que permanezca en su lugar, o que tenga que ser removida de acuerdo con otras secciones de estas especificaciones generales. El trabajo también incluye la debida preservación de la vegetación que se deba conservar, a efecto de evitar cualquier daño que se pueda ocasionar.

D) Excavación de zanjas

Descripción: este trabajo consiste en la excavación, remoción y retiro de material de las zanjas, de acuerdo a la siguiente tabla:

PROFUNDIDAD DE ZANJA	ANCHO DE ZANJA
0,80 m - 2,00 m	0,75 m
2,00 m - 3,00 m	1,00 m
3,00 m - 4,00 m	1,20 m
4,00 m - 6,00 m	1,50 m

Fuente: elaboración propia.

La profundidad mínima del coronamiento de la tubería con respecto a la superficie del terreno será de 0,80 m.

E) Construcción de pozos y cajas de visita

Descripción: la elaboración de los pozos de visita y cajas de visita se hará de acuerdo a lo siguiente:

- En cada inicio de ramal se colocará una caja de visita, con una profundidad igual a 0,80 m;
- El diámetro de la tapadera de los pozos de visita y cajas de visita será de 0,84 m mínimo;
- El espesor de las tapaderas será con un mínimo de 0,12 m;

- Las tapaderas deberán identificarse en bajo relieve, con la nomenclatura de la planta de diseño hidráulico;
- El diámetro interno del fondo de los pozos de visita será de 1,20 m;
- Se usará ladrillo tayuyo con medidas 6,5 X 11 X 23 cm, se colocarán de punta;
- Se usará mortero tipo N (1 cemento, $\frac{1}{2}$ ~ 1 $\frac{1}{4}$ cal, 2 $\frac{1}{4}$ ~ 3 arena);
- Hacer la mezcla sin agregarle agua. Sólo agregarle agua a la cantidad de mezcla que se va a utilizar, para conocer la cantidad de agua adecuada, recurrir al método de la cuchara invertida, el cual consiste en que una vez agregada el agua a la mezcla, revolver la misma con el agua, tomar un poco de mezcla con una cuchara de albañil y posteriormente voltearla a modo que la mezcla queda hacia abajo, cuando la mezcla quede pegada en la cuchara entre 2 y 3 segundos, la mezcla estará en su punto óptimo de agua;
- El interior de los pozos se alisará hasta la altura de 0,30 m sobre la cota de corona, de tubería de entrada, la mezcla de alisado se hará con una proporción 1:3;
- El concreto deberá tener una resistencia a compresión de $F'c=210$ kg/cm² a los 28 días, la proporción a usar será de 1:2:3;
- El acero de refuerzo será $F'y= 281$ kg/cm², grado 40.

F) Colocación de tubería

Descripción: antes de colocar la tubería, el delegado residente debe comprobar que las zanjas hayan sido excavadas, se debe verificar que el fondo de las zanjas esté plano y no tenga ningún borde o deformación y los lechos o superficies de cimentación conformados y terminados estén como se indica en los planos.

La unión entre dos tubos puede ser del tipo integral de campana y espiga o del tipo de anillo de acople. La colocación de las alcantarillas se debe principiar en el extremo de aguas abajo con los extremos de campana en la dirección aguas arriba. En el caso de unión de tipo de campana, se utilizará un empaque de hule, el procedimiento para unir los tubos es el siguiente:

- Limpiar los extremos de los tubos (espiga y campana), teniendo cuidado de no dejar lodo o arena en los mismos;
- Asegurarse de que los primeros 3 surcos estén limpios, colocar el hule en dos surcos consecutivos del extremo del tubo y en correspondencia con la parte lisa de la campana;
- Verificar que el hule quede firmemente asentado;
- Aplicar lubricante generosamente en la campana y sobre el lomo del caucho únicamente, se puede hacer con una brocha, esponja o trapo;
- Alinear la unión, luego introducir la espiga en la campana y empujar;

G) Conexiones domiciliarias

Descripción: la tubería para éstas conexiones es de 4 pulgadas para PVC, con una pendiente que varía del 2% al 6%, que saldrán de la candela domiciliar hacia la línea principal, uniéndose a esta en un ángulo de 45° a favor de la corriente del caudal interno del colector.

Las cajas domiciliarias se construirán con tubería de concreto de diámetro mínimo de 12 pulgadas a una altura de 1,00 m mínimo sobre el nivel del suelo, para la silleta se utilizará Y o T 6X4 pulgadas PVC.

H) Relleno de zanja

Descripción: los materiales del relleno inicial se requieren para dar un desempeño estructural adecuado a la tubería, el relleno inicial necesita solo extenderse hasta $\frac{3}{4}$ " del diámetro del tubo. Sin embargo, las especificaciones AASHTO y ASTM, extienden el relleno inicial desde el centro geométrico de la tubería hasta 15 a 30 cm por encima del lomo del tubo, para proporcionar protección al tubo de las operaciones de construcción durante la colocación del relleno final y para proteger el tubo. Se pueden utilizar como relleno inicial materiales clase I, II, III o IV de baja plasticidad, compactado por capas de 0,25 m máximo. Para el relleno final se puede usar el material excavado.

El relleno se debe efectuar lo más rápido posible, después de instalada la tubería, para proteger ésta contra rocas que puedan, caen en la zanja y eliminar la posibilidad de desplazamiento o flotación en caso de que se produzca una inundación, evitando también la erosión del suelo que sirve de soporte a la tubería.

2.2.13. Cronograma de ejecución

Tabla XXIX. Cronograma de ejecución drenaje sanitario caserío Pancá

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN						
NO.	ACTIVIDAD	1er. MES	2do. MES	3er. MES	4to. MES	5to. MES
1	PRELIMINARES					
1.1	BODEGA					
1.2	REPLANTEO Y LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO					
1.3	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE					
2	COLECTOR					
2.1	TUBERIA NOVAFORT 6"					
2.2	EXCAVACION DE ZANJA					
2.3	RELLENO DE ZANJA					
3	POZOS Y CAJAS DE VISITA					
3.1	POZOS DE VISITA					
3.2	CAJAS DE VISITA					
4	CONEXIONES DOMICILIARES					
4.1	CONEXIONES DOMICILIARES					

Fuente: elaboración propia.

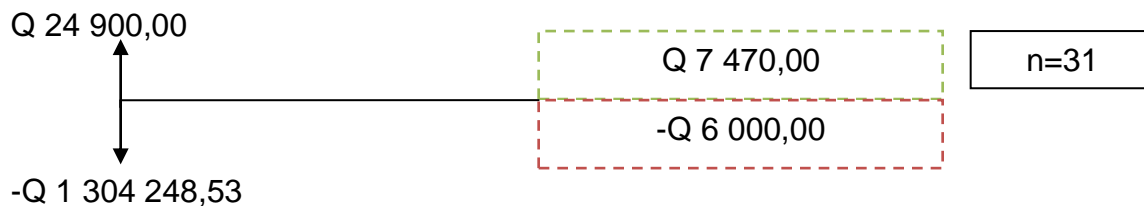
2.2.14. Evaluación socio-económica

2.2.14.1. Valor Presente Neto (VPN)

La municipalidad de Sololá pretende invertir Q 1 304 248,53 en la ejecución del proyecto de introducción de drenaje sanitario para el caserío El Pancá. El comité pro-mejoramiento del caserío, será el encargado de realizar las inspecciones correspondientes, para verificar el buen funcionamiento del sistema, este comité realizará un cobro de Q 500,00 mensuales por dicha inspección. Se estima tener los siguientes ingresos:

- Instalación conexión domiciliar Q 300,00
- Mensualidad por vivienda Q 7,50

Debido a que el proyecto es de carácter social, la tasa deber ser lo más baja posible, por lo cual se usará una tasa de interés del 6%.



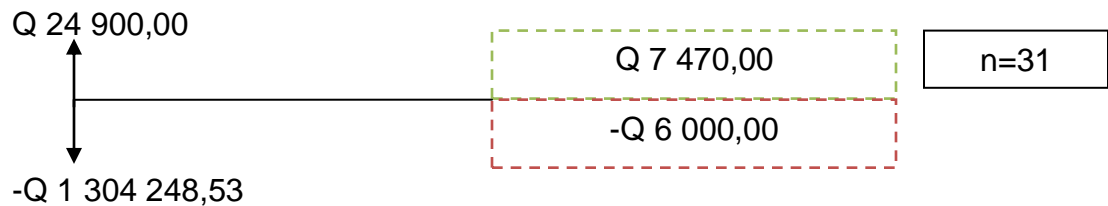
$$VPN = -1\,304\,248,53 + 24\,900 - \frac{6\,000 * 1}{(1 + 0,06)^{31}} + \frac{7\,470 * 1}{(1 + 0,06)^{31}} = -1\,279\,107,08$$

Como se puede observar, el valor presente neto de este proyecto es negativo, es decir que no produce utilidad alguna, ya que el proyecto es de carácter social y su objetivo es promover el desarrollo en la comunidad.

2.2.14.2. Tasa interna de retorno

La empresa ejecutora propondrá a la alcaldía construir la introducción de drenaje sanitario, con un costo inicial aproximado de Q 1 304 248,53. Por otra parte, la alcaldía necesita de Q 6 000,00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q 7 470,00 por la cuota de amortización, también se tendrá un ingreso inicial, por el derecho de cada conexión domiciliar, éste será de Q24 900,00, con lo cual se pretende cubrir los gastos en el período de 20 años, que corresponde a la vida útil del sistema.

- Se realiza la gráfica del problema



- Puesto que los Q 4 980,00 y los Q12 000,00 se encuentran enfrentados en el mismo período de tiempo, como también Q 568 456,55 y los Q 20 500,00



$$1\,470 * (1 + TIR)^{-31} = 1\,279\,348,53$$

$$TIR = -19,62\%$$

Tasa de interés: 6%
Tasa interna de retorno: -19,62%

La tasa de interés es mayor que la tasa interna de retorno, por lo tanto no es conveniente realizar el proyecto, pero debido a que es un proyecto del sector público que tiene como objetivo principal proveer servicios a la comunidad, no se rechazará.

CONCLUSIONES

1. El sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Barranco, se diseñó con un período de diseño de 21 años, tiene una longitud de 2 254,94 metros, se utilizará tubería PVC clase 160 psi según la norma ASTM D-3034, las bases de diseño para el proyecto fueron tomadas de la guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales, de la unidad ejecutora del programa de acueductos rurales creada por el INFOM.
2. El costo directo total del proyecto de agua potable para el caserío El Barranco, es de Q 515 754,84, el proyecto tiene un costo unitario directo de Q 228,72 por metro lineal, se beneficiarán 82 viviendas para un número de 492 habitantes actuales.
3. El drenaje sanitario diseñado para el caserío El Pancá, se diseñó con un periodo de diseño de 31 años, tiene una longitud de 2 156,30 metros, se utilizará tubería Novafort de 6 pulgadas de diámetro, las bases de diseño para el proyecto fueron tomadas de las normas generales para diseño de alcantarillados proporcionadas por el INFOM.
4. El costo directo total del proyecto de agua potable para el caserío El Pancá, es de Q 1 304 248,53, el proyecto tiene un costo unitario directo de Q 604,85 por metro lineal, se beneficiarán 83 viviendas para un número de 415 habitantes actuales.

5. El proyecto del drenaje sanitario, beneficiará al caserío El Pancá tanto como al departamento de Sololá, debido a que se logrará contribuir con el saneamiento ambiental del lago Atitlán.

6. El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) es una experiencia en la cual se tiene la oportunidad de enfrentar problemas reales de ingeniería civil, principalmente de la realidad que afrontan las poblaciones del área rural.

RECOMENDACIONES

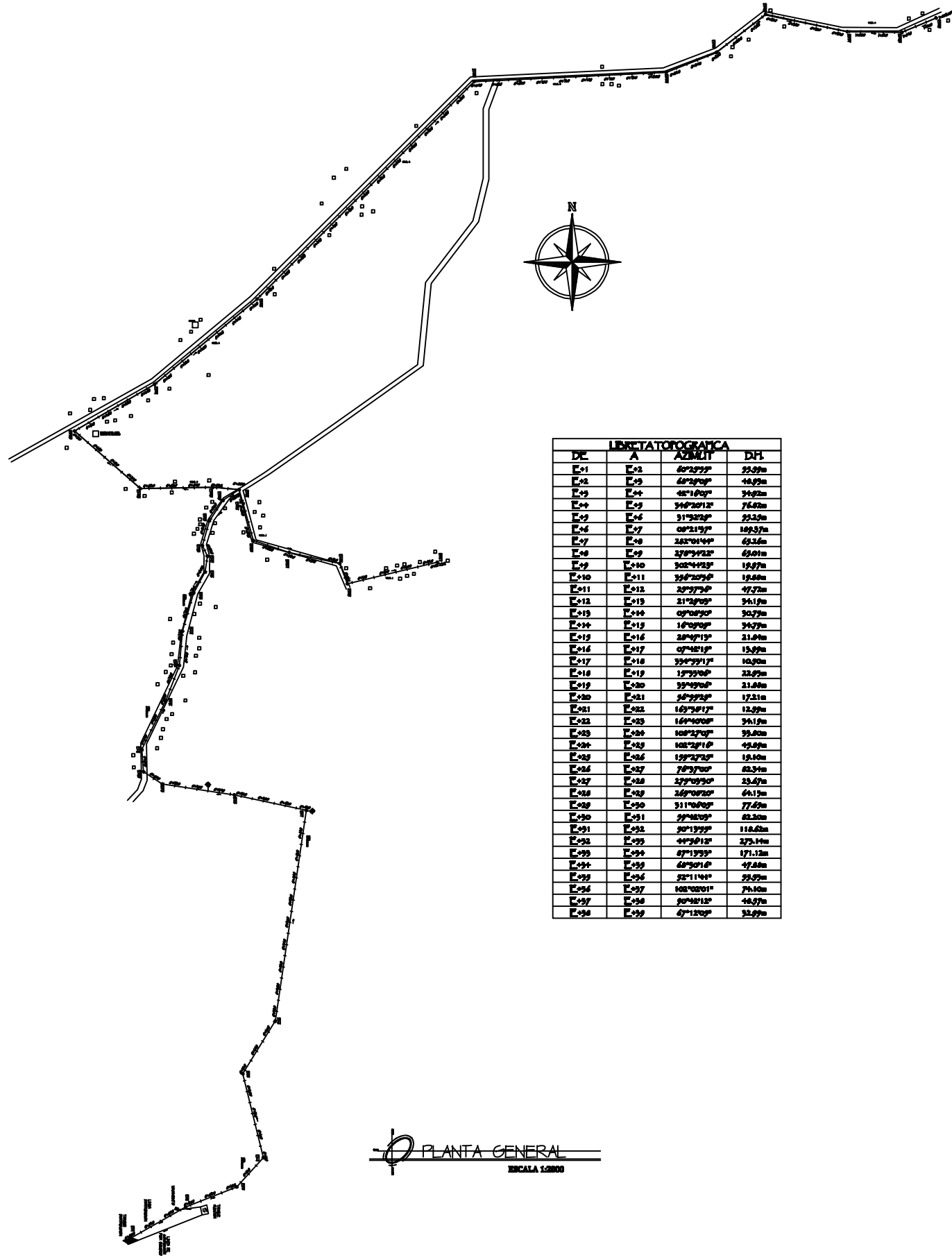
1. Seguir cuidadosamente las especificaciones técnicas de diseño de los proyectos, para garantizar la calidad y buen funcionamiento a la hora de ejecutar los proyectos.
2. Durante la ejecución del proyecto se debe tener una supervisión profesional con el fin de optimizar los recursos y maximizar los beneficios de los proyectos.
3. Para lograr un buen funcionamiento del alcantarillado sanitario, se debe hacer conciencia a todos los vecinos del caserío, para que le den el uso adecuado al alcantarillado, explicándoles que no deben de permitir que ningún vecino bote basura dentro de los pozos de visita o dentro de la tubería y sobre todo, que no deben conectar las aguas de lluvia de sus viviendas al sistema de alcantarillado, se debe capacitar adecuadamente al comité de ambiente para que realicen esta labor.
4. Para el sistema de abastecimiento de agua potable, colocar las tuberías en la forma que se indican en los planos, según el diámetro que le corresponde a cada línea.

BIBLIOGRAFÍA

1. CARRILLO AMAYA, Mario Alejandro. “Diseño de la edificación de dos niveles para mercado municipal y sistema de alcantarillado sanitario”. Trabajo de graduación, Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2009. 211 p.
2. EMPAGUA. *Reglamento para el diseño y construcción de drenajes*. Guatemala: EMPAGUA 2001. 65 p.
3. INFOM. *Normas Generales para Diseño de Alcantarillados*. Guatemala: INFOM, 2001. 25 p.
4. INFOM – UNEPAR. *Unidad Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. 2da. revisión. Guatemala: INFOM, 1997. 100 p.
5. LINARES JUÁREZ, Boris Alberto. “Estudio y diseño del sistema de agua potable por bombeo y edificio escolar”. Trabajo de graduación, Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 280 p.
6. ROBERT L. Mott. *Mecánica de fluidos*. Enríquez Brito, Javier (trad.); León Cárdenas, Javier (revisión técnica). 6ta ed. México: Pearson educación, 2006. 644 p. ISBN: 970-26-0805-8.

7. TACAM CÚMEZ, Ludvin Arnaldo. “Diseño del parque ecoturístico Chi Perén e introducción de agua potable”. Trabajo de graduación, Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 224 p.

APÉNDICE



LINEA TOPOGRAFICA			
DE	A	AZIMUT	DIF.
E+1	E+2	68°23'22"	22.00m
E+2	E+3	68°23'22"	46.00m
E+3	E+4	48°16'02"	34.00m
E+4	E+5	94°20'12"	76.00m
E+5	E+6	31°52'22"	22.00m
E+6	E+7	68°23'22"	46.00m
E+7	E+8	268°04'42"	62.00m
E+8	E+9	37°04'22"	62.00m
E+9	E+10	302°44'22"	12.00m
E+10	E+11	326°20'22"	12.00m
E+11	E+12	29°27'22"	42.00m
E+12	E+13	21°20'22"	34.10m
E+13	E+14	09°08'22"	30.20m
E+14	E+15	16°09'22"	34.20m
E+15	E+16	28°49'12"	21.00m
E+16	E+17	09°48'12"	12.00m
E+17	E+18	354°39'12"	10.00m
E+18	E+19	19°39'02"	22.00m
E+19	E+20	35°39'02"	21.00m
E+20	E+21	26°39'22"	17.21m
E+21	E+22	169°38'12"	12.00m
E+22	E+23	164°40'02"	34.10m
E+23	E+24	108°27'02"	32.00m
E+24	E+25	102°27'12"	42.00m
E+25	E+26	199°27'22"	12.00m
E+26	E+27	78°27'02"	62.00m
E+27	E+28	279°27'02"	22.00m
E+28	E+29	269°08'22"	64.10m
E+29	E+30	311°08'22"	77.00m
E+30	E+31	29°08'22"	62.00m
E+31	E+32	20°19'22"	116.00m
E+32	E+33	44°20'12"	275.10m
E+33	E+34	67°19'22"	171.10m
E+34	E+35	68°20'12"	47.00m
E+35	E+36	22°11'02"	22.00m
E+36	E+37	102°02'02"	76.00m
E+37	E+38	20°02'12"	46.00m
E+38	E+39	67°12'02"	32.00m




PLANTA GENERAL
ESCALA 1:2000

BASES DE DISEÑO
GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES
INFORME - LINEAR 1987

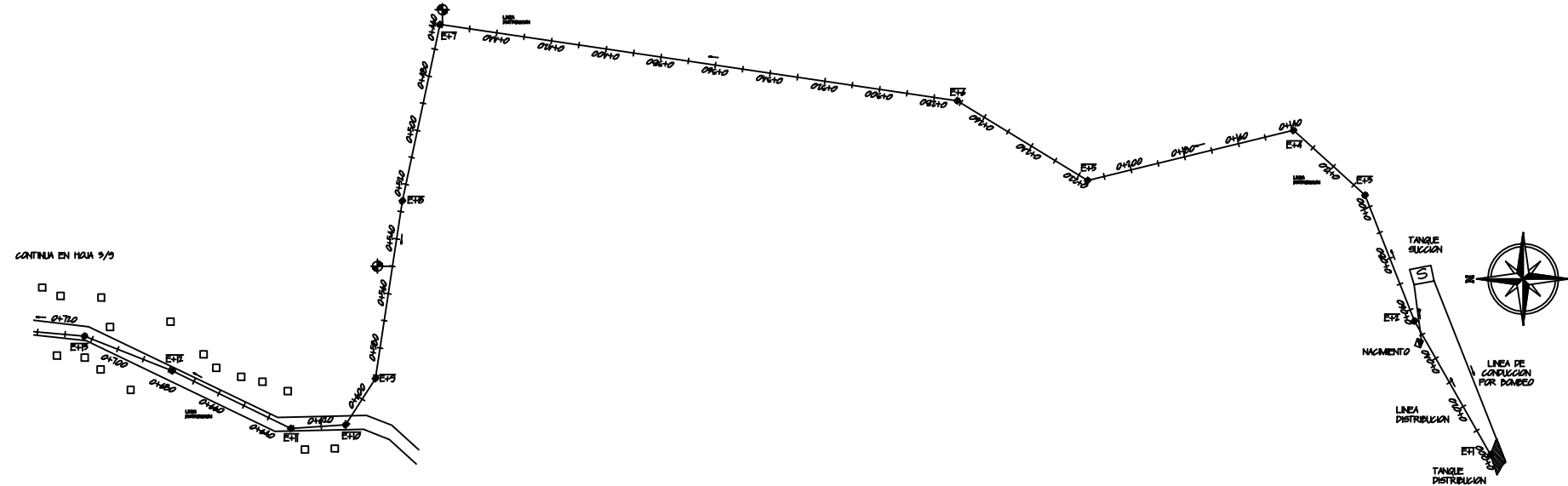
Viviendas actuales:	82 Viviendas (según censo poblacional 2010).
Población actual:	492 habitantes.
Tasa de crecimiento:	3.17%
Período de diseño:	21 años.
Viviendas futuras:	158 viviendas.
Población futura:	948 habitantes.
Aforo:	1.5 l/s.
Dotación:	80 l/hab/día.
Caudal medio:	0.977 l/s.
Factor de día máximo:	1.5
Factor hora máximo:	2.5
Caudal día máximo:	1.466 l/s.
Caudal hora máximo:	2.443 l/s.
Horas de bombeo:	10 horas (según municipalidad de Solad)
Caudal de bombeo:	3.518 l/s.
Potencia de bomba:	2 HP
Golpe de ariete:	82.25 m.
Volumen tanque de distribución:	50 m ³ .

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN.**
DESCRIPCIÓN. La Movilización consistirá en los trabajos y operaciones preparatorias que incluirán todo lo necesario para el traslado del equipo al lugar de la obra y todos los trabajos y operaciones que se deban realizar antes de comenzar las actividades en los diferentes rangos establecidos en el Contrato.
La desmovilización es la actividad de retiro del Contratista y de sus recursos del sitio de la obra una vez finalizada y aprobada la misma.
MEDIDA. La movilización y desmovilización se medirá por Suma Global.
PAGO. El pago de la movilización se hará en forma porcentual a medida que el Delegado Residente certifique el ingreso de las diferentes unidades de equipo en condiciones de trabajo eficiente al proyecto, de acuerdo al listado propuesto en su oferta. No obstante a lo anterior, una condición de pago será la certificación de que el Contratista cuenta con un compromiso en el sitio del proyecto, el personal propuesto se encuentre en la obra y los permisos y seguros correspondientes que garanticen el cumplimiento normal de la obra se encuentren regularizados.
La suma total de los pagos no deberá exceder el 80% de la cantidad contratada, mientras que el remanente se cancelará con la finalización y aprobación de la obra.
- REPLANTEO Y LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO PARA CONSTRUCCION.**
DESCRIPCIÓN. Este trabajo consiste en el suministro de personal calificado, del equipo necesario y del material para efectuar levantamientos y replanteos topográficos, cálculos y registros de datos para el control del trabajo.
El personal, equipo y material deberá cumplir con lo siguiente:
(a) Personal. El Contratista debe suministrar cuadrillas de topografía técnicamente calificadas, capaces de ejecutar el trabajo en tiempo y con la exactitud requerida. Siempre que se estén realizando trabajos topográficos de replanteo, deberá estar presente en el proyecto un supervisor calificado para la cuadrilla.
(b) Equipo. El Contratista debe suministrar instrumentos de topografía y equipo de soporte capaces de alcanzar las tolerancias especificadas.
(c) Material. El Contratista debe suministrar herramientas e insumos aceptables del tipo y de la calidad utilizada normalmente en los trabajos de levantamientos topográficos efectuados en carreteras y adecuados para el uso indicado. Debe suministrar estacas y mojones de una longitud tal que provean un empotramiento sólido en el terreno y con un área superficial afuera del terreno suficiente para colocar las marcas legibles necesarias.
REPLANTEO DE LA LINEA CENTRAL. El Personal de la Supervisora colocará los Referenciales de los Puntos de Control Horizontal y Vertical, establecidos en los planos.
El Personal de la Supervisora también suministrará los datos a utilizarse en el establecimiento de controles de los principales elementos del proyecto.
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS PARA CONSTRUCCION. El Contratista, con los referencias entregados por la Supervisora y la información suministrada en los planos y/o programas o archivos computarizados del diseño geométrico, colocará los estacas de construcción.
- LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE.**
DESCRIPCIÓN. Este trabajo consiste en el chapeo, tala, destronque, remoción y eliminación de toda clase de vegetación y desechos que están dentro de los límites del derecho de vía y en las áreas de bancos de préstamo, excepto la vegetación que sea designada para que permanezca en su lugar, o que tenga que ser removida de acuerdo con otras Secciones de estas Especificaciones Generales. El trabajo también incluye la debida preservación de la vegetación que se deba conservar, a efecto de evitar cualquier daño que se pueda ocasionar.
- LINEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD**
DESCRIPCIÓN. Este trabajo consiste en la construcción de la captación del agua del nacimiento, conducir mediante tubería PVC 160 PSI $\beta = 1 \frac{1}{2}$ " NORMA ASTM 3034 hasta el tanque de succión. La profundidad mínima de zanja será de 0.60m.
- LINEA DE CONDUCCIÓN POR BOMBEO.**
DESCRIPCIÓN. Este trabajo consiste en la construcción de un tanque de succión de 30m³, en la instalación de una bomba sumergible de 2 HP y la colocación de tubería PVC 160 PSI $\beta = 2$ " NORMA ASTM 3034 desde el tanque de succión hasta el tanque de distribución. La profundidad mínima de zanja será de 0.60m.
- DESINFECCIÓN**
DESCRIPCIÓN. Este trabajo consiste en la colocación e instalación de un hipoclorador con caja de concreto, este será instalado de acuerdo a planos.
- LINEA DE DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD**
DESCRIPCIÓN. Este trabajo consiste en la construcción del tanque de distribución el cual tiene un volumen de 50m³, colocar tubería PVC 160 PSI $\beta = 3$ " NORMA ASTM 3034 desde el tanque de distribución hasta la E+21, la profundidad de la zanja será de 0.60m debido a que el terreno es usado para la agricultura. Colocación de tubería PVC 160 PSI $\beta = 2$ " NORMA ASTM 3034 desde E+21 hasta E+27, la profundidad de la zanja será de 0.60m. Colocación de tubería PVC 160 PSI $\beta = 1 \frac{1}{2}$ " NORMA ASTM 3034 desde E+21 hasta E+39, la profundidad de la zanja será de 0.60m.
- OBRAS DE ARTE**
DESCRIPCIÓN. En este renglón se refiere a la instalación de válvulas de limpieza con caja de concreto, los cuales deben ser colocados en los puntos más bajas de la distribución.
- CONEXIONES DOMICILIARES**
DESCRIPCIÓN. Este trabajo consiste en la construcción de las conexiones domiciliarias, la tubería para las conexiones será PVC 160 PSI $\beta = \frac{1}{2}$ " NORMA ASTM 3034 colocando una caja de concreto en cada casa donde se requiera el servicio.
- RELLENO DE ZANJA**
DESCRIPCIÓN. Los materiales del relleno inicial se requieren para dar un desempeño estructural adecuado a la tubería, el relleno inicial necesita solo extenderse hasta el diámetro del tubo. Sin embargo las especificaciones AASHTO y ASTM extienden el relleno inicial desde el centro geométrico de la tubería hasta 15 a 30 cm por encima del lomo del tubo para proporcionar protección al tubo de las operaciones de construcción durante la colocación del relleno final y para proteger el tubo de piedra. Se pueden utilizar como relleno inicial materiales clase I, II, III o IV de baja plasticidad, compactado por capas de 0.25m máximo. Para el relleno final se puede usar el material excavado.
El concreto deberá tener una resistencia a compresión de $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y una proporción 1:2:3. El acero de refuerzo será con $F'y = 281 \text{ kg/cm}^2$ (grado 40).

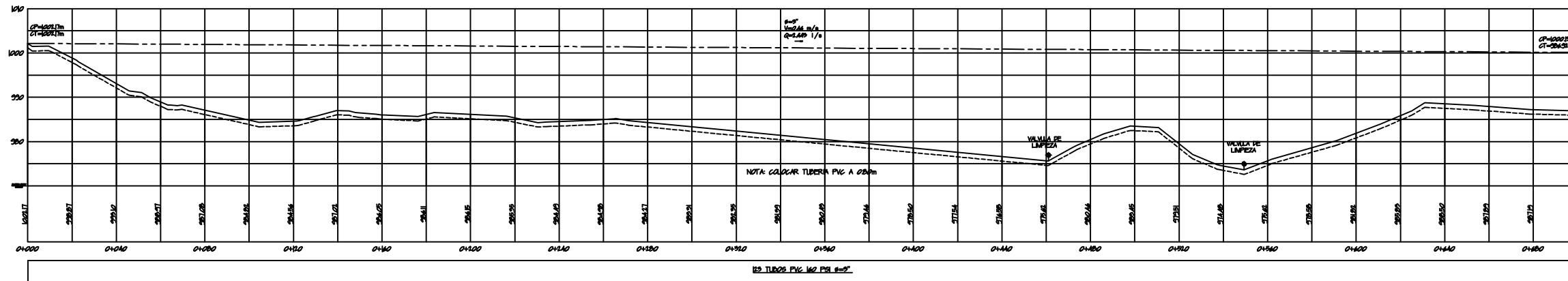

 MUNICIPIO DE SOLAD

 MUNICIPIO DE SOLAD
 PLANTA GENERAL LINEA TOPOGRAFICA
 ESPECIFICACIONES
 PROYECTO SISTEMA DE AGUA POTABLE
 INTERMUNICIPAL
 CAMBIO EL SUPLENDO CANTON EL TAMBÓN
 INDUSTRIAL DE SOLAD
 PLANTA GENERAL LINEA TOPOGRAFICA
 ESPECIFICACIONES
 INGENIERO
 WALTER ARREAZA
 WALTER ARREAZA
 WALTER ARREAZA
 2007-2008
 2007
 NOVIEMBRE 2007

 Ingeniero CIVIL

SIMBOLETA	
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	TANQUE DE SUCCION
	NUMERO DE ESTACION
	PUNTO DE ESTACION
	DIRECCION DE FLUJO
	VALVULA DE LIMPIEZA
	VIVIENDA
	COTA DEL TERRENO
	COTA PIEZOMETRICA
	CAUDAL DE DISEÑO EN L/S
	VELOCIDAD DEL LIQUIDO EN M/S
	LINEA PIEZOMETRICA
	TUBERIA PVC 160 PSI
	DIAMETRO COMERCIAL



INICIA LINEA DE DISTRIBUCION

CONTINUA EN HOJA 3/3



PLANTA PERFIL LINEA DISTRIBUCION 0+000 - 0+700
 ESC VER 1:500
 ESC HOR 1:3000

MUNICIPIO DE SOLÁ

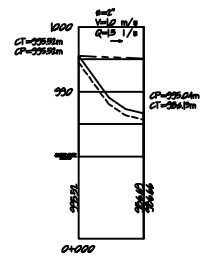
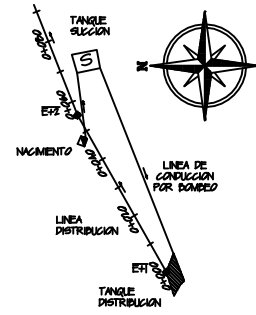
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE
 UBICACION: CARRERA EL BARRANCO CANTON EL TAYLON
 MUNICIPIO DE SOLÁ

PLANTA - PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 0+000 - 0+700

DISEÑADO: WALTER ARREAZA
 VERIFICADO: WALTER ARREAZA
 APROBADO: WALTER ARREAZA
 ESCALA: 1:500 - 1:3000
 FECHA: 2010
 MES: NOVIEMBRE 2010

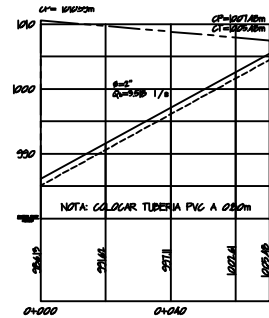
Ingenieria CIVIL

HOJA No.	2
ING. LUIS ALFARO VELIZ MEDIO EPA	PEDRO SALAS QUEZUNA ALCAJE MUNICIPIO DE SOLÁ



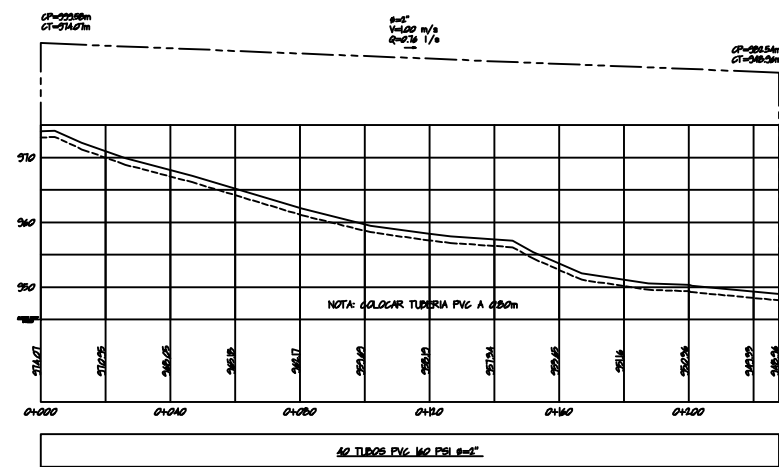
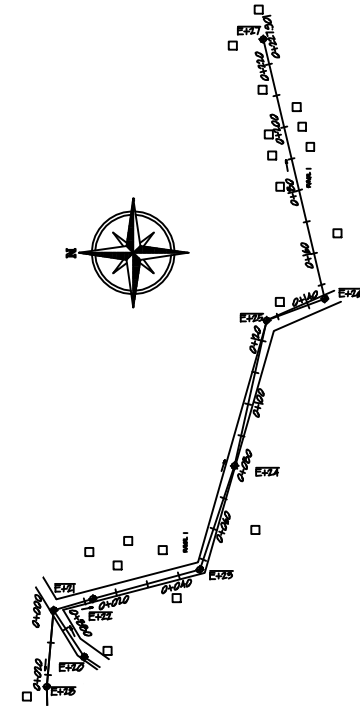
NOTA: COLOCAR TUBERIA PVC A Ø20cm
4 TUBOS PVC 160 PBI 1/2"

PERFIL CONDUCCION
NACIMIENTO - TANQUE DE SUCCION
ESC. VER 1:500
ESC. HOR 1:200



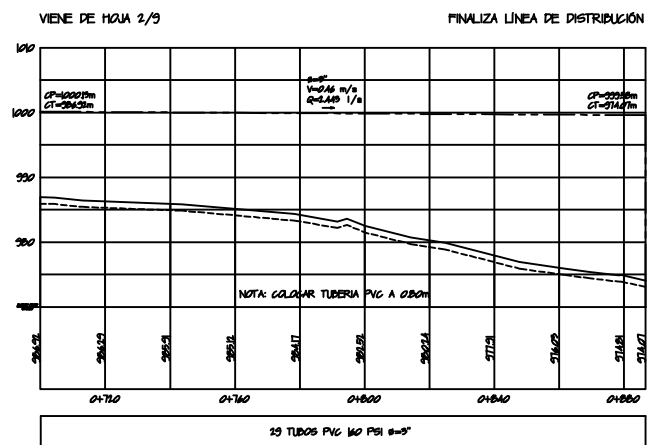
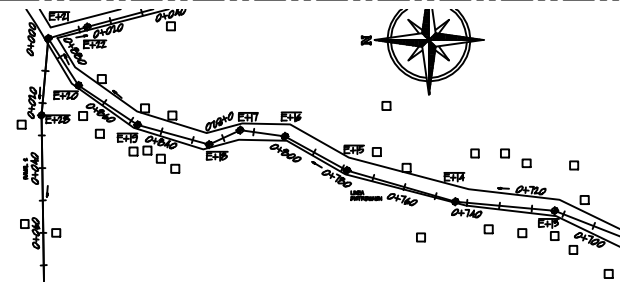
NOTA: COLOCAR TUBERIA PVC A Ø20cm

PERFIL CONDUCCION POR BOMBEO
TANQUE SUCCION - TANQUE DISTRIBUCION
ESC. VER 1:500
ESC. HOR 1:200






NOTA: COLOCAR TUBERIA PVC A Ø20cm

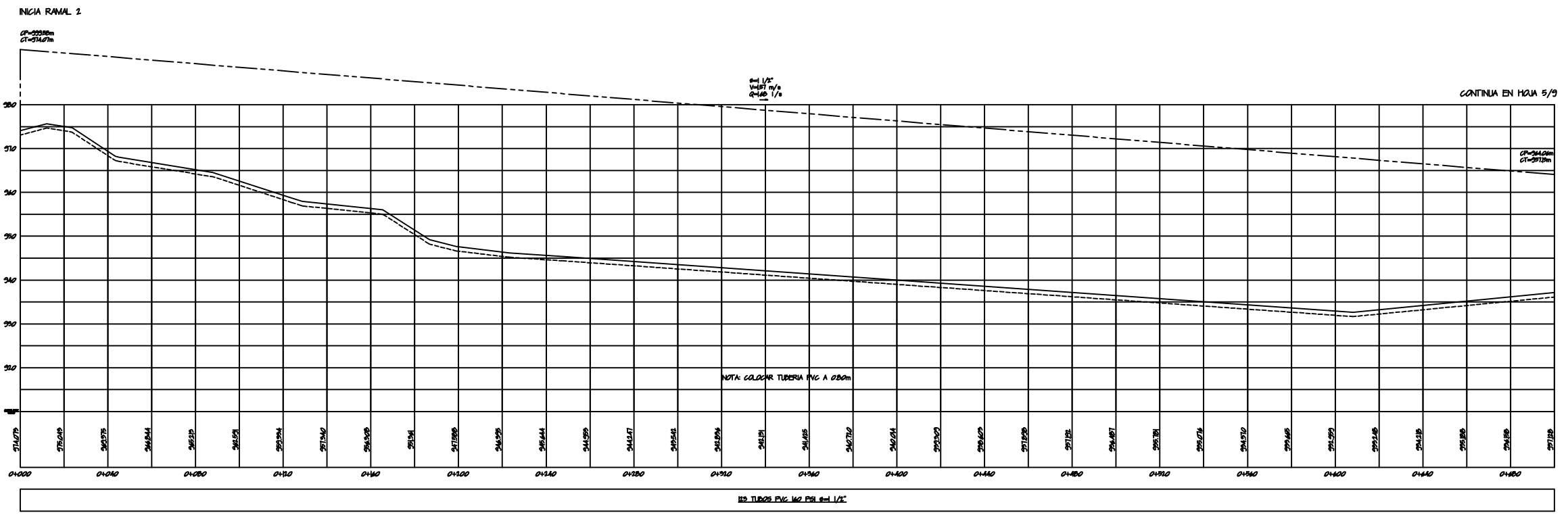
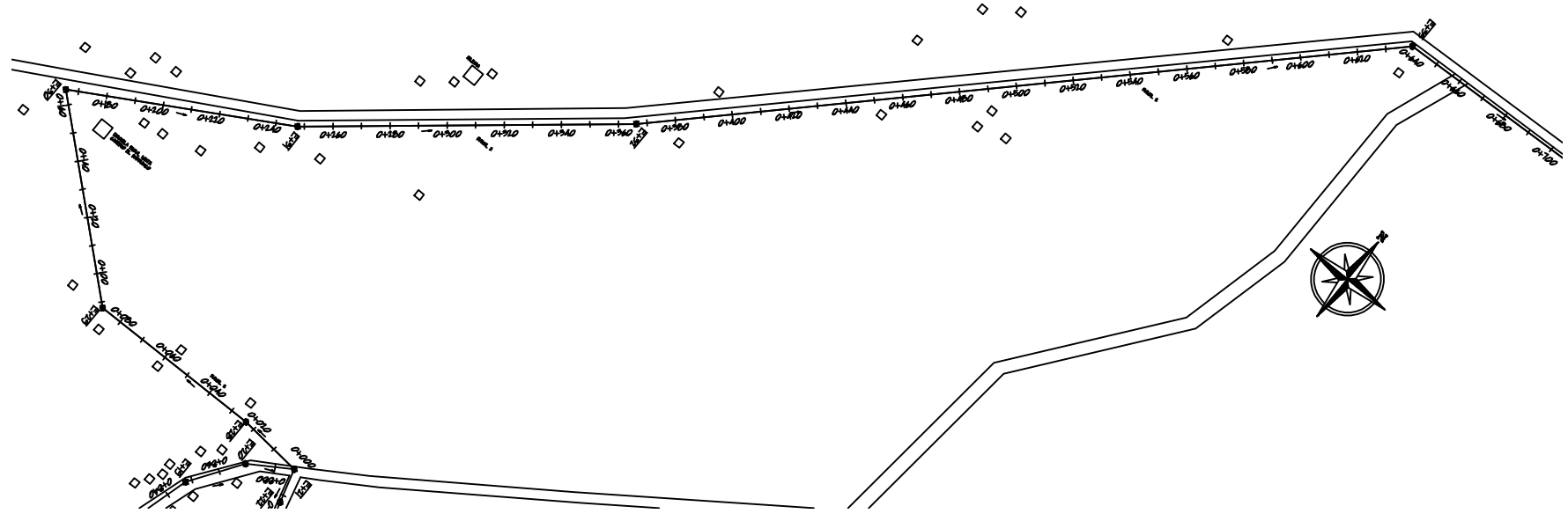
PLANTA PERFIL RAMAL I
ESC. VER 1:500
ESC. HOR 1:200





NOTA: COLOCAR TUBERIA PVC A Ø20cm

PLANTA PERFIL LINEA DISTRIBUCION 0+700=0+866.79
ESC. VER 1:500
ESC. HOR 1:200

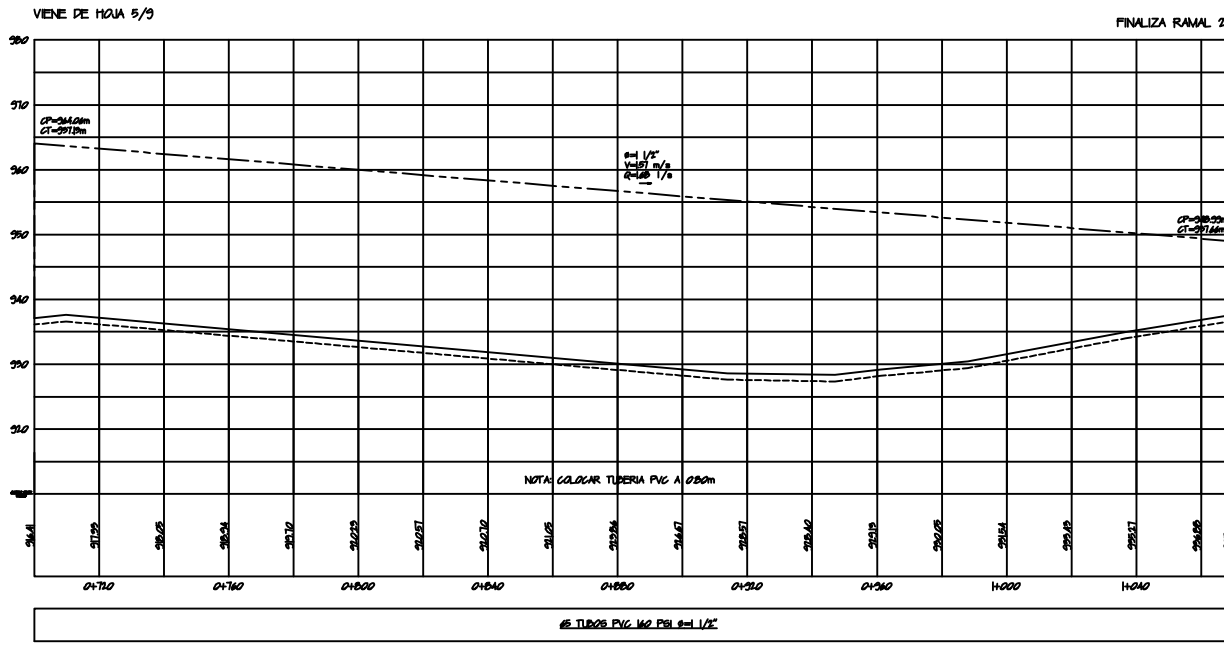
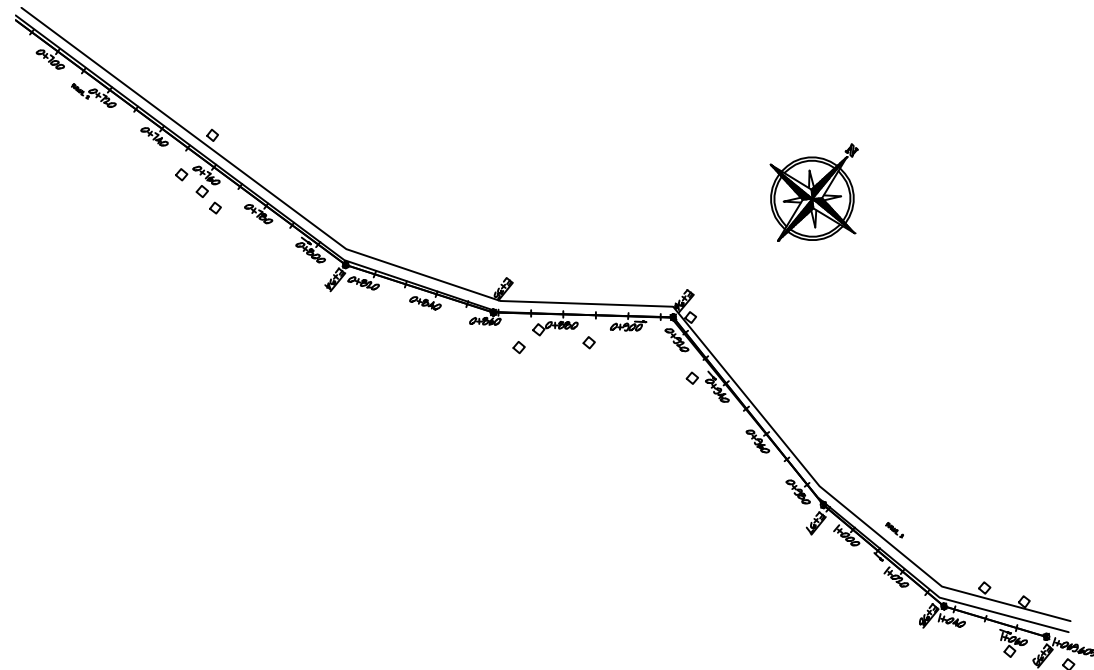


 Proyecto: DISEÑO SISTEMA DE AGUA POTABLE
 UBICACION: CANTÓN EL BAMBANCO, PROVINCIA EL TAJALÓN, MANABÍ, REPÚBLICA DE ECUALADOR
 Cliente: DISEÑO SISTEMA DE AGUA POTABLE
 Autor: WALTER ARREAZA
 Revisor: WALTER ARREAZA
 Fecha: 2022-2024
 Escala: 1:500
 Fecha: NOVIEMBRE 2020

 Ingeniero Civil



PLANTA PERFIL RAMAL 2 0+000 - 0+700
 ESC VER 1:500
 ESC HOR 1:500


 MUNICIPIO PEDRO SALAS

 MUNICIPIO PEDRO SALAS
 PEDRO SISTEMA DE AGUA POTABLE
 CANTON EL TAMBOR
 MANIFIESTO DE SALDA
 PLANTA - PERFIL RAMAL 2
 0+000 - 0+700
 Diseñado: WALTER ARREAZA
 Ejecutado: WALTER ARREAZA
 Escala: 1:500-1:500
 Fecha: 10/11/2010
 Ingeiero Civil

HOJA No.	4
ING. LUIS ALFARO VELIZ MEDIO EPA	PEDRO SALAS QUISQUINA ALCALDE MUNICIPIO DE PEDRO SALAS

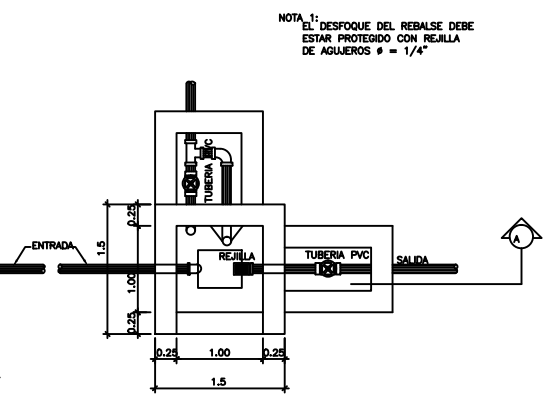
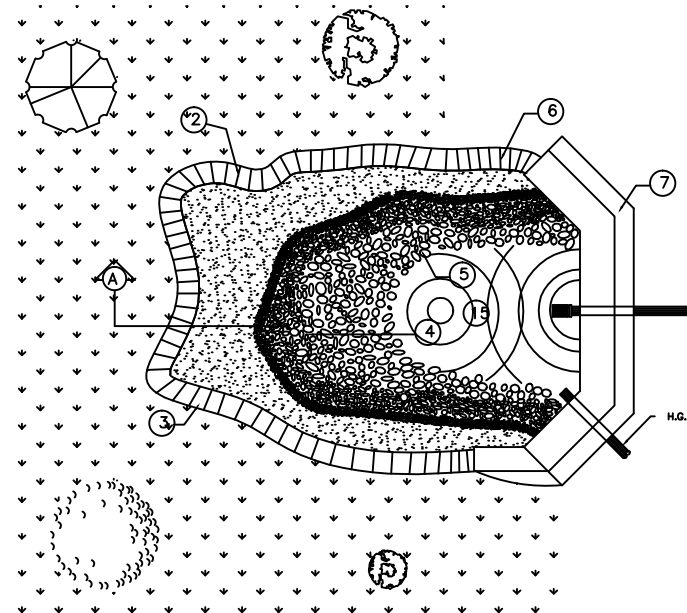


PLANTA PERFIL RAMAL 2 0+700 - 1+000.01

ESC VER 1:500
ESC HOR 1:200

DISEÑO SISTEMA DE AGUA POTABLE
 CANTÓN EL SALVADOR
 MUNICIPIO DE SALCA
 PLANTA - PERFIL RAMAL 2
 0+700 - 1+000

INE. LUIS ALFARO VELIZ INGENIERO EPTA	PEDRO SALDA QUEQUINA AGENTE MUNICIPAL DE SALCA	HOJA No. 5 8
--	---	--------------------



NOTA 1:
EL DESFOQUE DEL REBALSE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUEROS $\phi = 1/4"$

NOTAS GENERALES

1. EN ESTE PLANO UNICAMENTE SE INDICAN LAS ESTRUCTURAS MAS IMPORTANTES QUEDA A CRITERIO DEL INGENIERO CONSTRUCTOR LA DECISION PARA CADA CASO EN PARTICULAR.
2. LA EXCAVACION DEBE HACERSE HASTA ENCONTRAR EL ESTRATO IMPERMEABLE DEBE CAPTARSE LA TOTALIDAD DEL AGUA DEL ACUIFERO DEJANDO PREVISTO REBALSE HACER UNA ZANJA DE DRENAJE INTERCEPTOR PARA PROTEGER Y EVITAR INFILTRACIONES DEL AGUA SUPERFICIAL, ESTA ZANJA ESTARA A UN MINIMO DE 7m. DE LA CAPTACION.

ESPECIFICACIONES

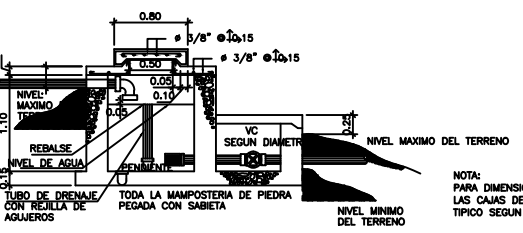
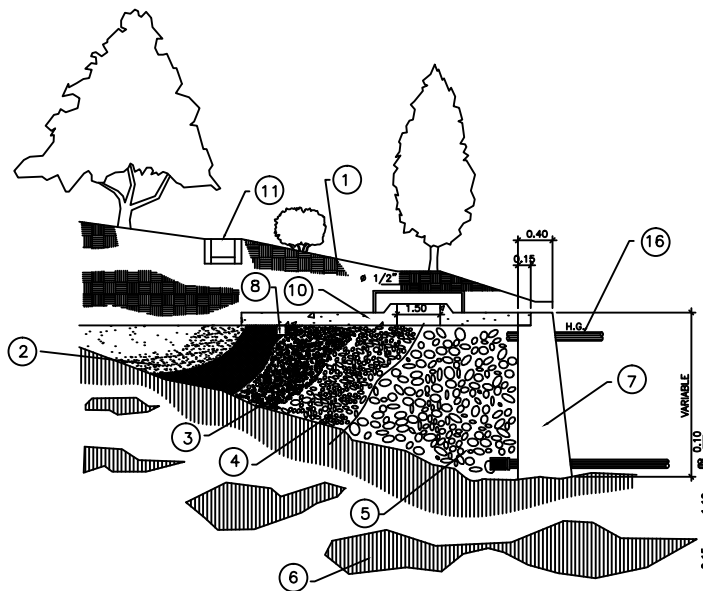
- MAMPOSTERIA DE PIEDRA: PIEDRA BOLA 57% MORTERO 33% EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2)
- CONCRETO: Fc=210 Kg/cm² 3000 Lbs/pq PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA-PIEDRIN (1:2:3)
- MUROS: LOS MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (1:2) DEBIDAMENTE ALSADA
- LOSAS: LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERRADA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (1:2)
- REFUERZO: fy = 2810 Kg/cm.

NOTA:
-LA TUBERIA QUE CONDUCE EL AGUA DE LA GALERIA A LA CAJA DE CAPTACION DEBE DISEÑARSE PARA EL CAUDAL MAXIMO QUE PRODUCE LA FUENTE.
-EL REBALSE DE $\phi 4"$ DEBE SER INSTALADO A UN MINIMO DE 5 cm. ABAJO DE LA COTA MAS BAJA DEL BROTE DEL MANANTIAL PARA EVITAR RECARGAS EN EL MISMO.
-LA CONSTRUCCION DE LA VIGA VER CORTE A-A QUEDARA A CRITERIO DEL CONSTRUCTOR CUANDO SE CONSIDERE NECESARIO.

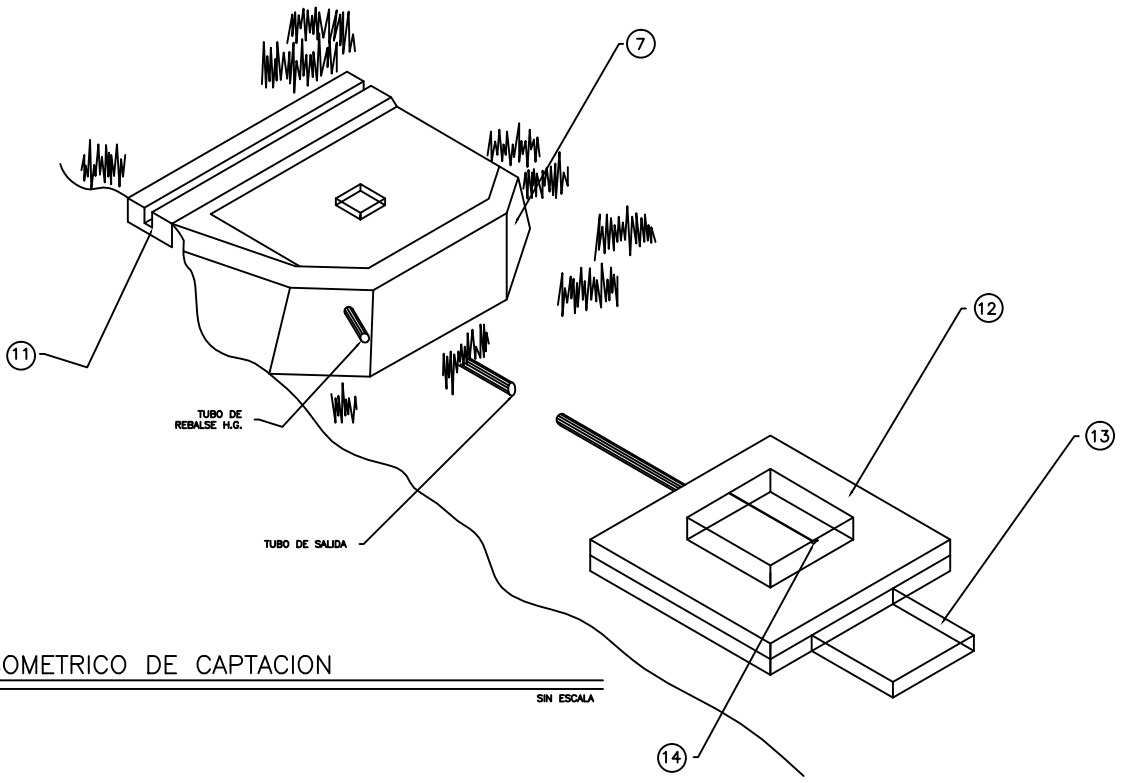
PLANTA DE CAPTACION DE UN BROTE DEFINIDO

SIN ESCALA

- 1 TERRENO NATURAL
- 2 ACUIFERO
- 3 GRAVA 1/2"
- 4 GRAVA 3"
- 5 PIEDRA BOLA DE 6"-10"
- 6 MANTO DE ROCA
- 7 MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA
- 8 VIGA 0.20 X 0.20 4 # 3/8" + EST. # 1/4" ϕ 0.20
- 9 TAPADERA PARA INSPECCION
- 10 SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 8 cms.
- 11 CONTRACUNETA REVESTIDA
- 12 CAJA REUNIDORA
- 13 CAJA DE VALVULA DE COMPUERTA
- 14 CANDADO PARA INTERPERIE
- 15 DEPOSITO DE AGUA
- 16 REBALSE $\phi 4"$ MIN.



NOTA:
PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TIPICO SEGUN DIAMETRO DE SALIDA.



ISOMETRICO DE CAPTACION

SIN ESCALA

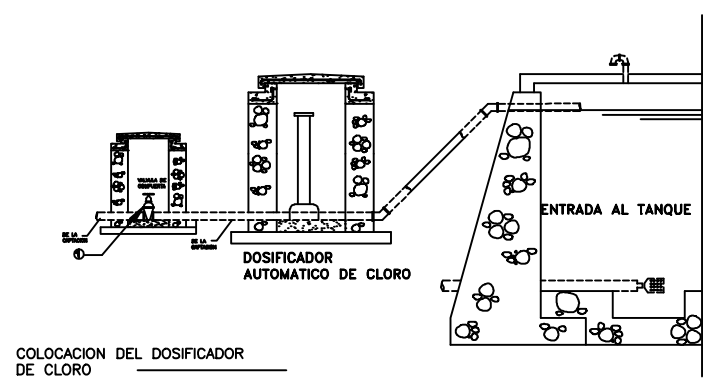
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

PROYECTO: PIEDRO SISTEMA DE AGUA POTABLE

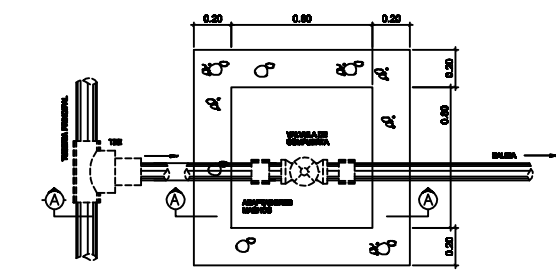
OBJETIVO: CAMBIO EL IMPERMEABILIZACION EN EL TUBO MANIFESTADOR DE BOLA

FECHA: 2007-2008

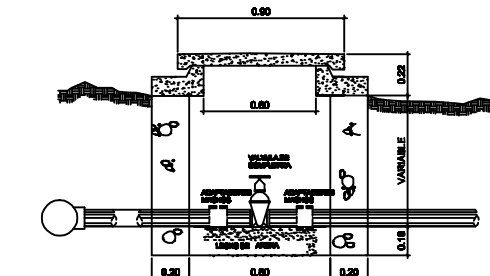
INGENIERO CIVIL



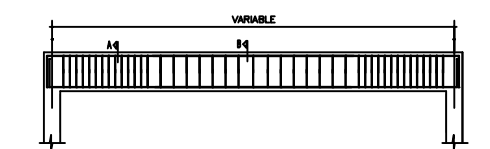
COLOCACION DEL DOSIFICADOR DE CLORO



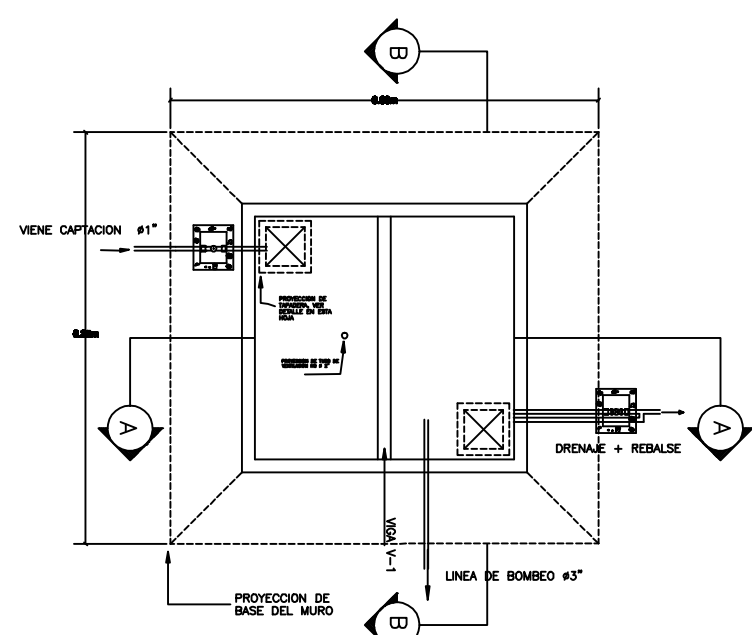
VALVULA DE LIMPIEZA



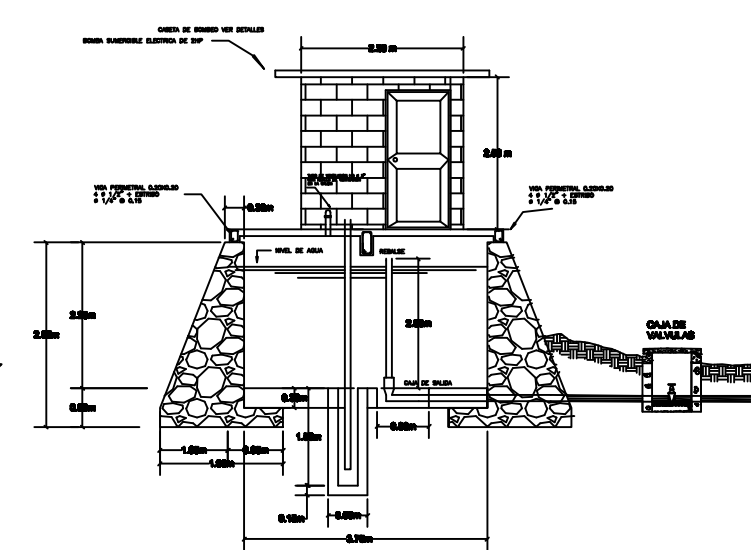
VALVULA DE LIMPIEZA SECCION A-A



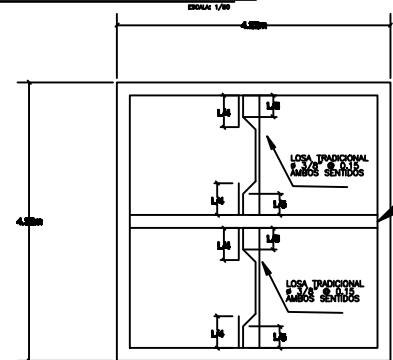
ARMADO DE VIGA V-1



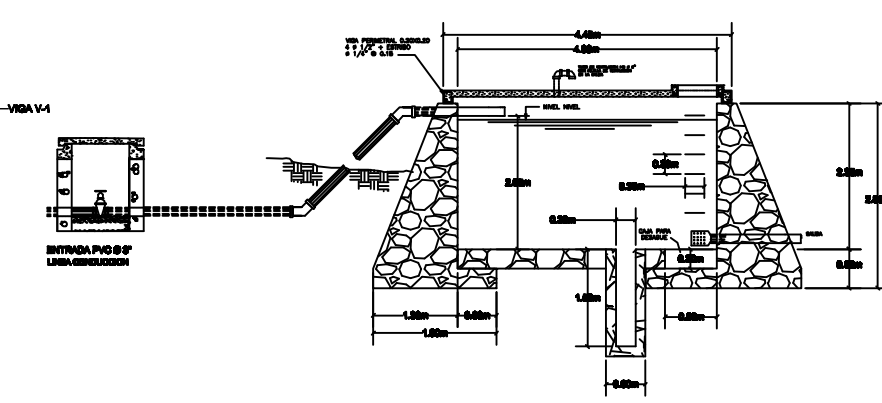
PLANTA DE TANQUE DE SUCCION



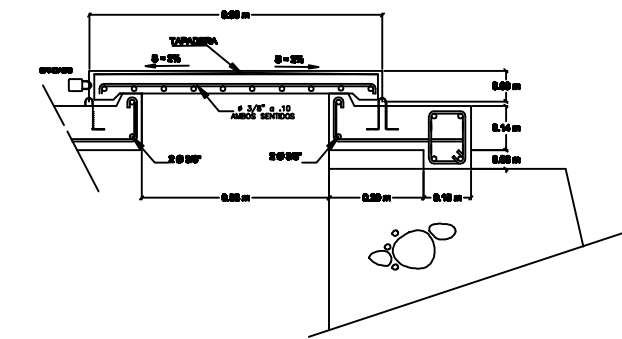
SECCION A-A



DETALLE DE LOSA DE TANQUE

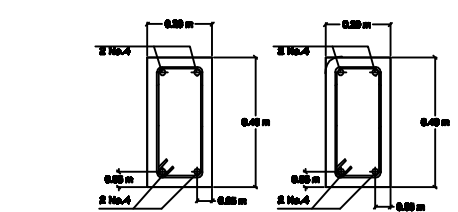


SECCION B-B



DETALLE DE TAPADERA



ESCALA: 1/10

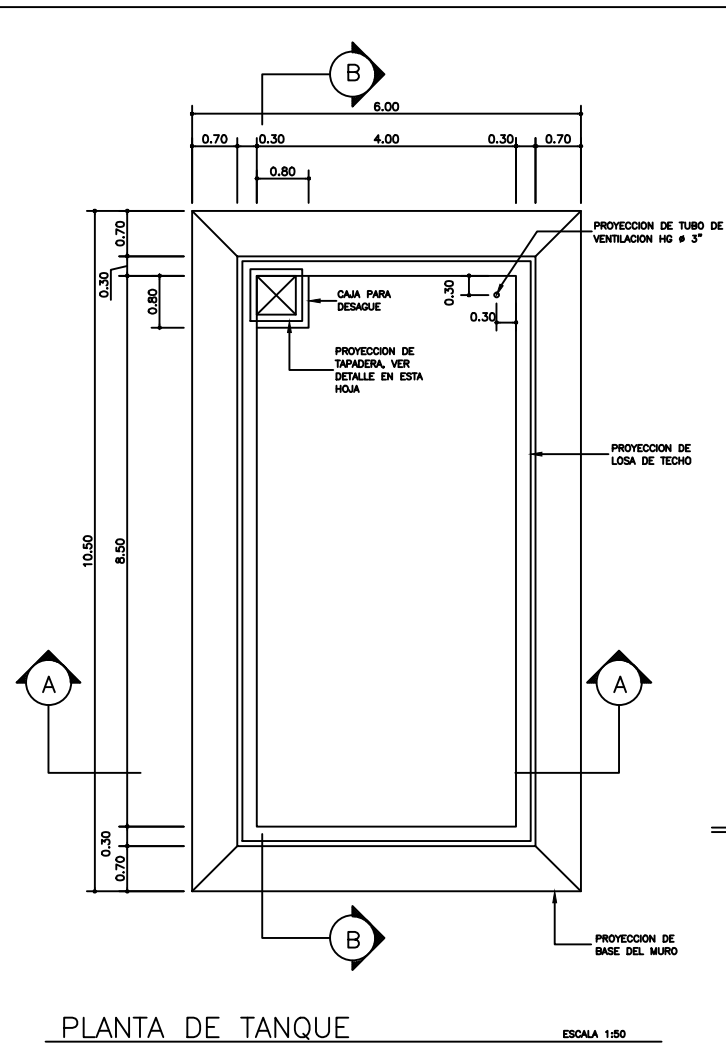


SECCION A SECCION B

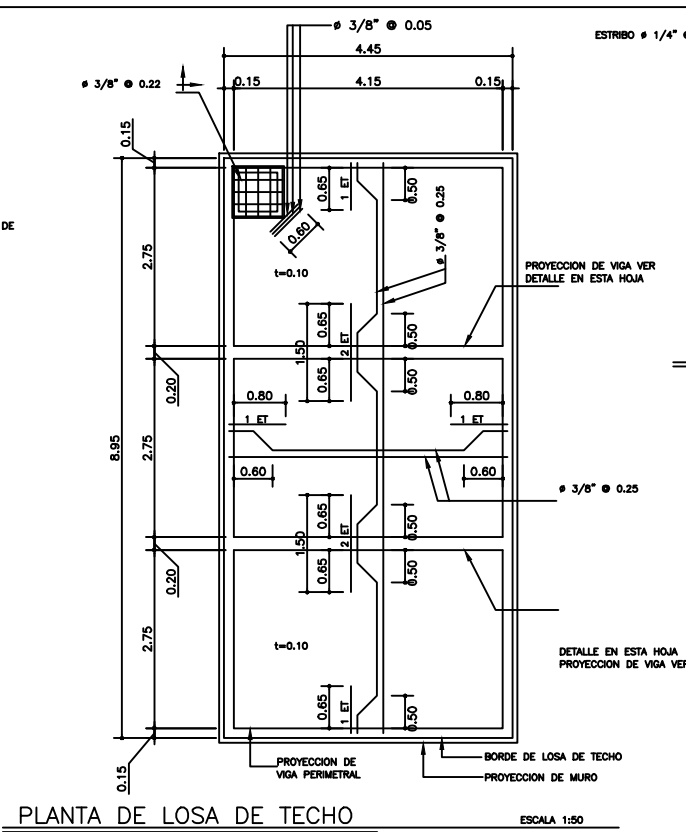
VIGA V-1

ESCALA: 1/10


 INGENIERIA CIVIL
 INGENIERO EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE
 CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO DE BOLIVIA
 TITULO: VALVULA DE LIMPIEZA DE TANQUE DE SUCCION
 DETALLE DEL DOSIFICADOR DE CLORO
 Autor: WALTER ARREAZA
 Director: WALTER ARREAZA
 Fecha: 2007-2008
 Fecha: 2007
 Fecha: NOVIEMBRE 2007

 Ingeniero CIVIL

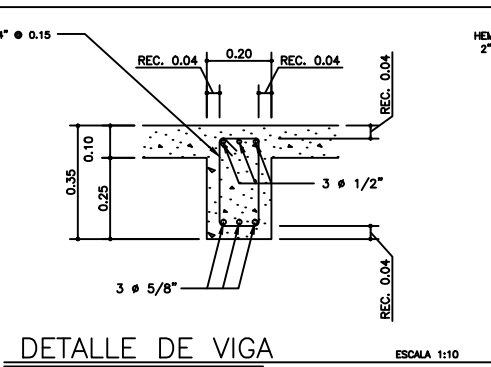


PLANTA DE TANQUE ESCALA 1:50

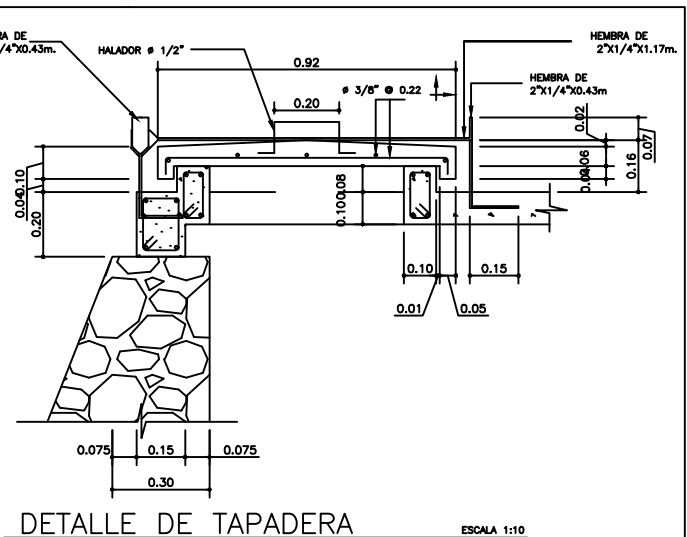


PLANTA DE LOSA DE TECHO ESCALA 1:50

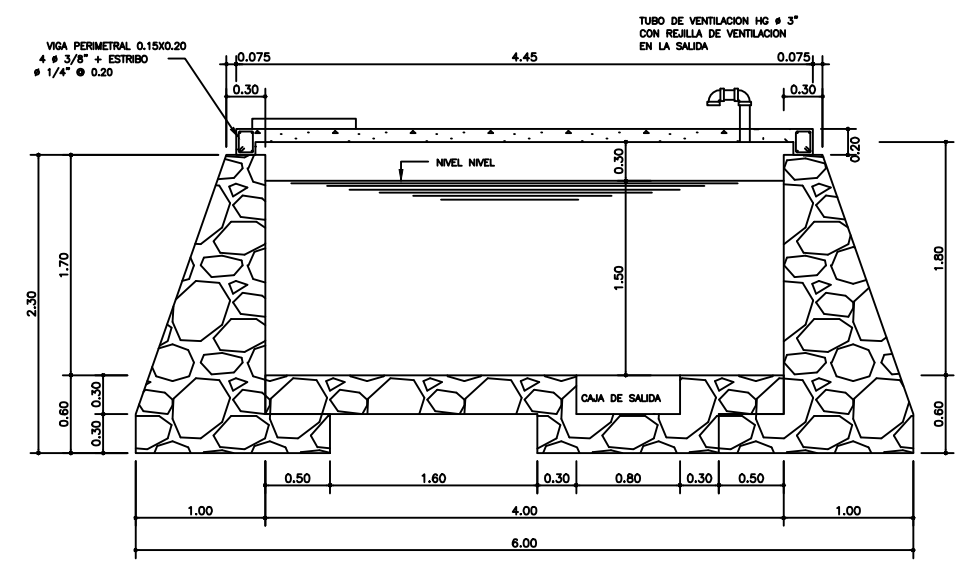
LISTA DE MATERIALES		
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
CEMENTO	312	sacos
PIEDRIN	4.00	m ³
PIEDRA	43.00	m ³
ARENA DE RIO	48.00	m ³
TABLA DE PINO RUSTICA 1"x12"x10"	40	U
PARALES DE 3"x4"x8"	45	U
CLAVO DE 3"	80	lbs
ALAMBRE DE AMARRE	75	lbs
HIERRO DE 1/4"	15	var
HIERRO DE 3/8"	115	var
HIERRO DE 1/2"	5	var
HIERRO DE 5/8"	5	var
HEMBRA DE 2" X 1/4"	2	m



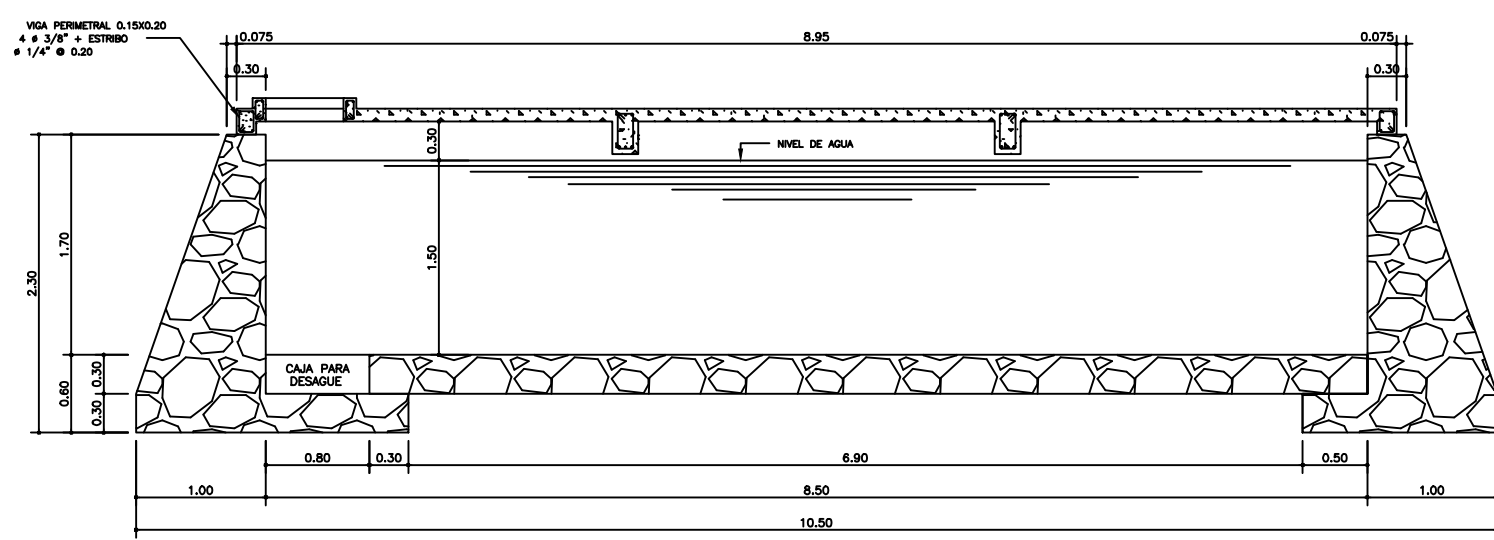
DETALLE DE VIGA ESCALA 1:10



DETALLE DE TAPADERA ESCALA 1:10



SECCION A-A ESCALA 1:25



SECCION B-B ESCALA 1:25

NOTAS GENERALES

- MATERIALES**
- 1' CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (3000 lb/Pig²) A LOS 28 DIAS
 - 2' ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$ (GRADO 40 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615 DDD
 - 3' VARIOS: LOS MUROS ESTAN DISENADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA.
 - 4' TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 - 5' LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3cm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - 6' EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
 - 7' LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
 - 8' LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1:2), DEBIDAMENTE ALISADA.
 - 9' LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.
 - 10' LOS MUROS DEL TANQUE SERAN DE MAMPOSTERIA: 67% PIEDRA BOLA 33% SABIETA-CEMENTO-ARENA 1:2
 - 11' EL RECUBRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.03m.

Proyecto: PIEDRO SISTEMA DE AGUA POTABLE

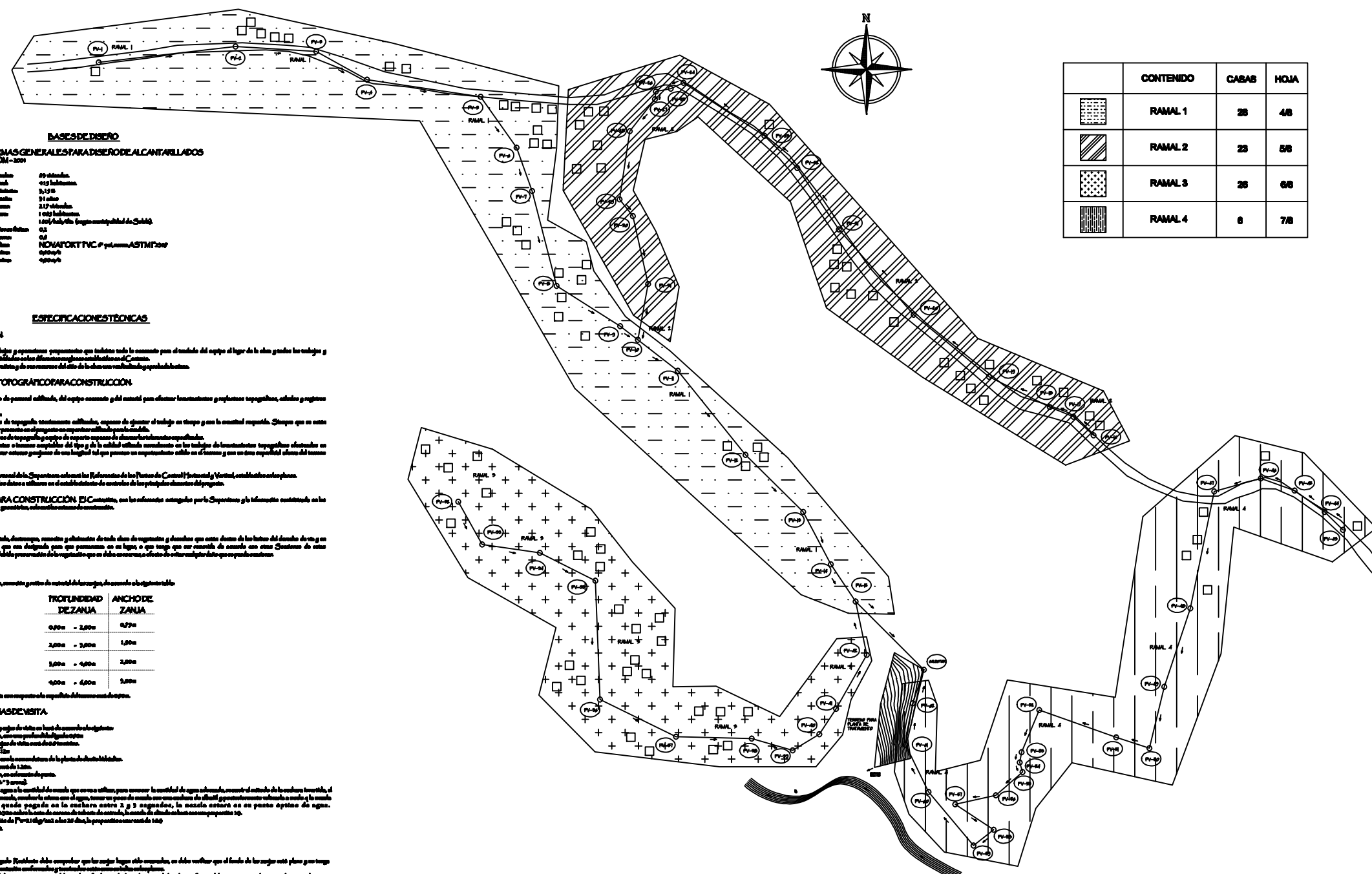
 Cliente: CAMBIO EL IMPERMEABILIZACION EL TANQUE INDUSTRIAL DE SALIDA

 Diseñado por: WALTER ARREAZA

 Fecha: NOVIEMBRE 2010

 Ingeniero Civil

INE. LUIS ALFARO VELIZ MESTRE EPA	PEDRO SALDA QUESQUINA AGUATE MANIPULADOR DE CALA	HAZA No. B B
--------------------------------------	---	--------------------



	CONTENIDO	CABAS	HOJA
[Symbol]	RAMAL 1	26	4/6
[Symbol]	RAMAL 2	23	5/6
[Symbol]	RAMAL 3	26	6/6
[Symbol]	RAMAL 4	6	7/6

BASES DE DISEÑO
NORMAS GENERALES PARA DISEÑO DE ALCANTARILLADOS
INFORM-2009

Volumen de servicio	49 viviendas
Población estimada	413 habitantes
Tasa de crecimiento	3,13%
Período de diseño	31 años
Área de servicio	217 hectáreas
Población futura	1 029 habitantes
Densidad	1 600 habitantes/hectárea (según normativa de Salud)
Factor de crecimiento	0,2
Factor de ajuste	0,2
Tamaño de tubería	NOVAFORT PVC, 6 pulgadas ASTM F2919
Velocidad mínima	0,60 m/s
Velocidad máxima	0,90 m/s

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1) MOVILIZACIÓN Y DEMOLICIÓN
DESCRIPCIÓN: La Movilización consiste en los trabajos y operaciones preparatorias que incluyen todo lo necesario para el traslado del equipo al lugar de la obra, gradar los trabajos y operaciones que se deben realizar antes de comenzar con el desarrollo de las obras.
 La Demolición es la actividad de desmantelamiento de estructuras de concreto, acero o maderas que se encuentran en el sitio de la obra y que no son necesarias para el desarrollo de las obras.

2) RELEVANTE Y LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PARA CONSTRUCCIÓN
DESCRIPCIÓN: Este trabajo consiste en el levantamiento de personal calificado, del equipo necesario y del material para efectuar levantamientos y replanteos topográficos, así como el registro de datos por el personal de campo.
 El personal de campo levantará los puntos de control y los puntos de control de la obra.
 El personal de oficina levantará los puntos de control y los puntos de control de la obra.
 El personal de oficina levantará los puntos de control y los puntos de control de la obra.
 El personal de oficina levantará los puntos de control y los puntos de control de la obra.

3) LIMPIA CHAFED Y DESTRONCLE
DESCRIPCIÓN: Este trabajo consiste en el despejar, tal, desmontar, remover y eliminar de toda obra de vegetación y árboles que estén dentro de la línea de obra de la obra y que se encuentren en el camino de acceso a la obra, así como el mantenimiento de la obra durante el desarrollo de las obras.

4) EXCAVACIÓN DE ZANJAS
DESCRIPCIÓN: Este trabajo consiste en la excavación de zanjas para el tendido de tuberías de alcantarillado.

PROFUNDIDAD DE ZANJA	ANCHO DE ZANJA
0,90m - 2,00m	0,75m
2,00m - 3,00m	1,00m
3,00m - 4,00m	2,00m
4,00m - 6,00m	3,00m

La profundidad mínima del excavación de la zanja en cualquier caso será de 0,90m.

5) CONSTRUCCIÓN DE FOSOS Y CAJAS DE VISITA
DESCRIPCIÓN: La construcción de fosos y cajas de visita se realizará de acuerdo a lo siguiente:
 • El foso será de hormigón armado o de concreto reforzado.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.
 • El foso será de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.

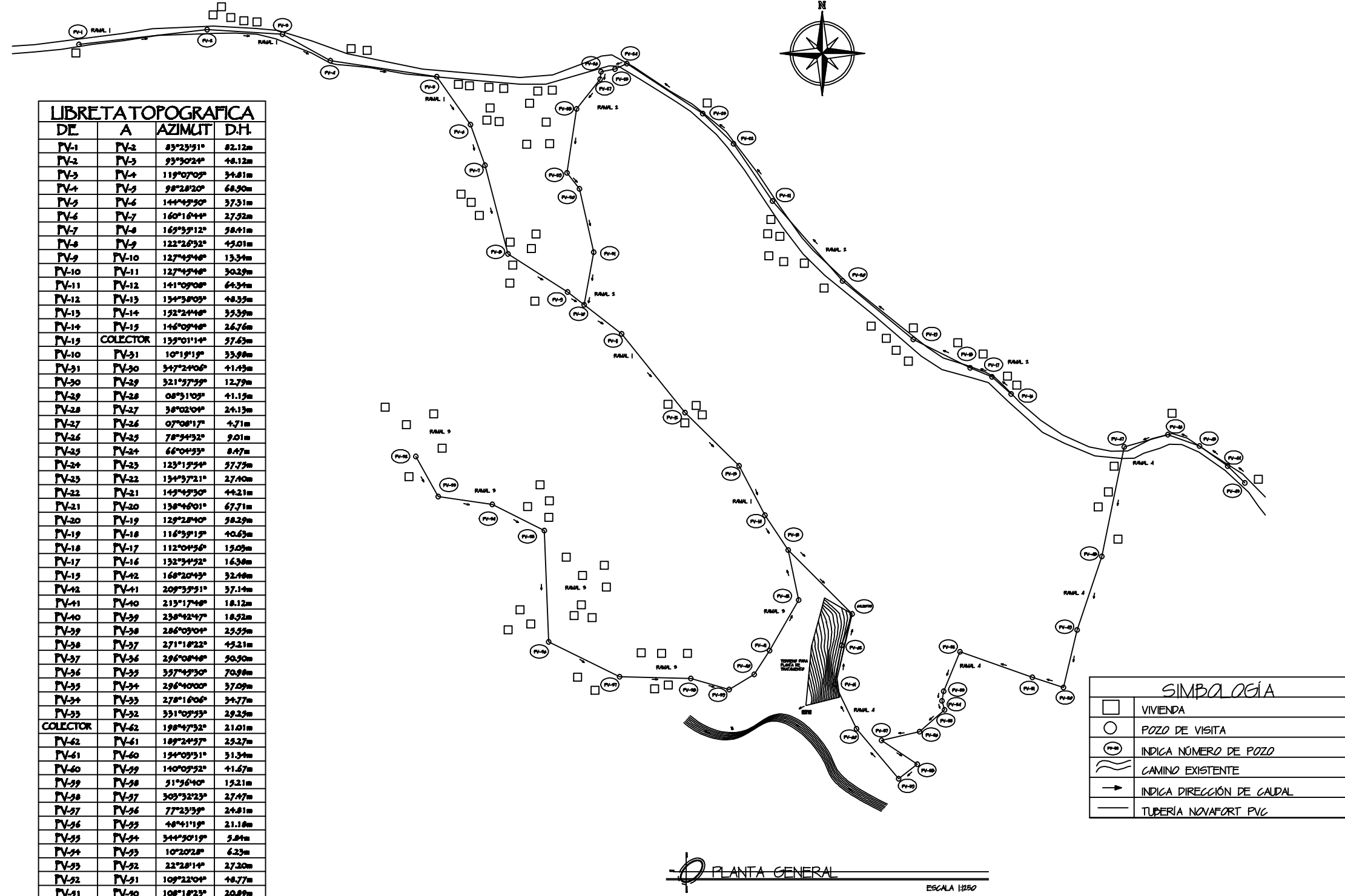
6) COLOCACIÓN DE TUBERÍA
DESCRIPCIÓN: Antes de colocar la tubería, el personal de campo deberá verificar que la tubería sea de la especificación requerida, así como verificar que el fondo de la zanja sea plano y que no haya ningún tipo de obstrucción que impida el tendido de la tubería.
 La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente:
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.
 • La tubería será colocada en la zanja de acuerdo a lo siguiente.

7) CONDICIONES DOMICILIARES
DESCRIPCIÓN: La tubería para áreas domiciliarias será de 4 pulgadas por PVC, con un pendiente que varía del 2% al 6%, que cubra de la mancha de la tubería principal, así como el resto de la tubería de la mancha de la tubería principal.
 Las tuberías domiciliarias serán de 4 pulgadas o una tubería de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad, para la tubería de 4 pulgadas y de 1,00m de ancho y 0,75m de profundidad.



8) RELLENO DE ZANJA
DESCRIPCIÓN: Los materiales del relleno de zanjas se obtendrán de la obra, el relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente:
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.
 • El relleno de zanjas se realizará de acuerdo a lo siguiente.

PLANO 2 INDICE
 ESCALA 1:250

MUNICIPIO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO
 DISTRITO DE LA PUNTA, MANUEL PÉREZ DE SOLÁ
 PLANO INDICE, PAGES DE DISEÑO
 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
 INGENIERIA CIVIL
 WALTER AREAZA
 WALTER AREAZA
 2010-2010
 2010
 NOVIEMBRE 2010

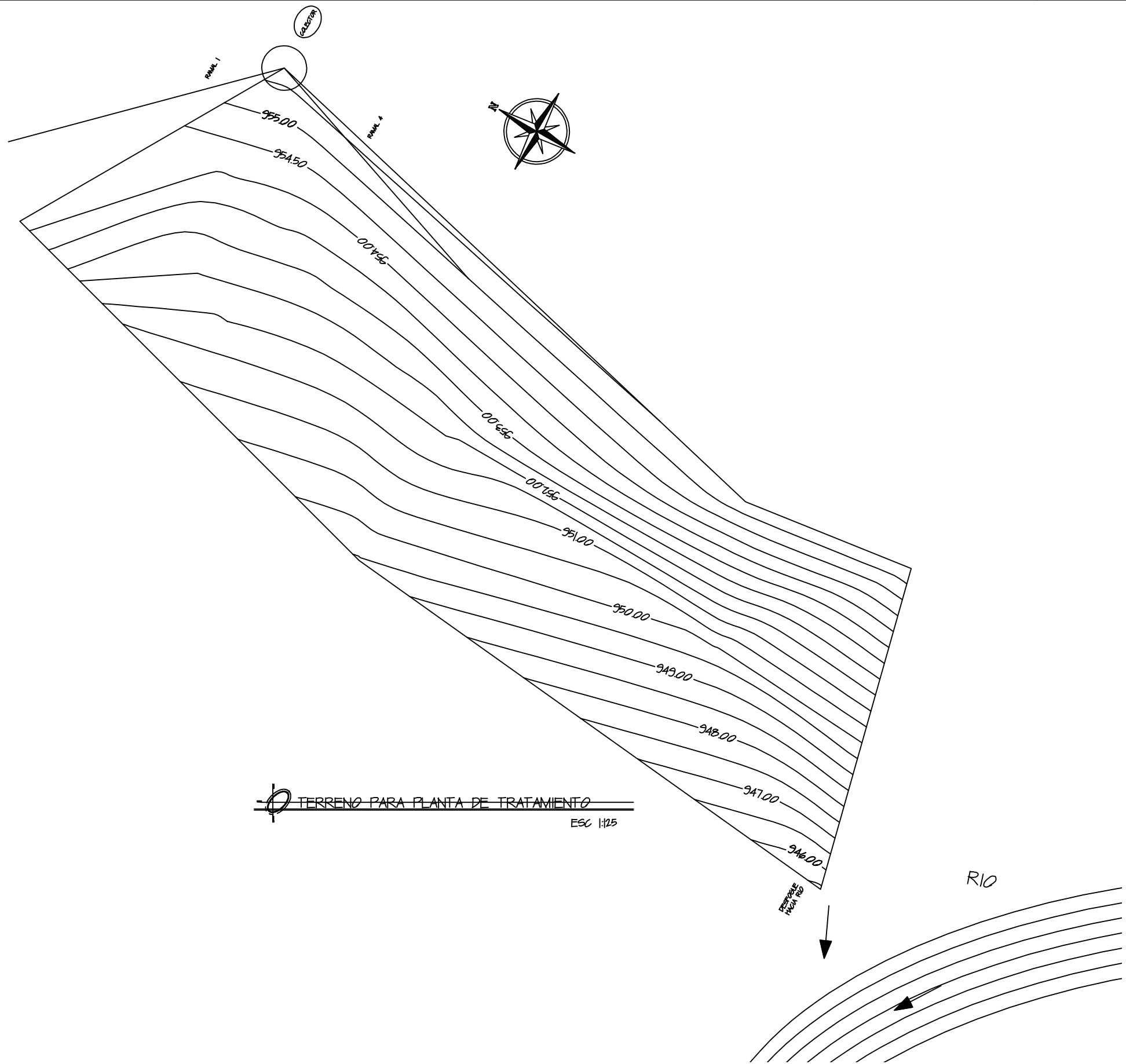


LIBRETA TOPOGRAFICA			
DE	A	AZIMUT	D.H.
PV-1	PV-2	83°23'51"	82.12m
PV-2	PV-3	93°30'24"	46.12m
PV-3	PV-4	119°07'07"	34.81m
PV-4	PV-5	98°28'20"	66.90m
PV-5	PV-6	144°43'50"	37.31m
PV-6	PV-7	160°16'44"	27.92m
PV-7	PV-8	169°33'12"	38.41m
PV-8	PV-9	122°26'32"	43.01m
PV-9	PV-10	127°43'48"	13.34m
PV-10	PV-11	127°43'48"	30.29m
PV-11	PV-12	141°09'08"	64.34m
PV-12	PV-13	134°38'09"	46.39m
PV-13	PV-14	152°24'48"	35.39m
PV-14	PV-15	146°09'48"	26.76m
PV-15	COLECTOR	139°01'14"	37.63m
PV-10	PV-31	10°19'19"	33.88m
PV-31	PV-30	347°24'06"	41.43m
PV-30	PV-29	321°37'39"	12.79m
PV-29	PV-28	08°31'09"	41.19m
PV-28	PV-27	38°02'10"	24.13m
PV-27	PV-26	07°08'17"	4.71m
PV-26	PV-25	78°34'32"	9.01m
PV-25	PV-24	66°04'33"	8.47m
PV-24	PV-23	123°13'34"	37.79m
PV-23	PV-22	134°37'21"	27.40m
PV-22	PV-21	149°43'30"	44.21m
PV-21	PV-20	138°46'01"	67.71m
PV-20	PV-19	129°28'40"	38.29m
PV-19	PV-18	116°39'19"	40.63m
PV-18	PV-17	112°04'36"	13.09m
PV-17	PV-16	132°34'32"	16.38m
PV-15	PV-42	168°20'43"	32.48m
PV-42	PV-41	209°33'31"	37.14m
PV-41	PV-40	213°17'48"	18.12m
PV-40	PV-39	238°42'47"	18.52m
PV-39	PV-38	286°03'04"	23.99m
PV-38	PV-37	271°18'22"	42.21m
PV-37	PV-36	296°08'48"	50.90m
PV-36	PV-35	337°43'30"	70.88m
PV-35	PV-34	296°40'00"	37.09m
PV-34	PV-33	278°16'06"	34.77m
PV-33	PV-32	331°03'33"	29.23m
COLECTOR	PV-42	198°47'32"	21.01m
PV-42	PV-41	189°24'37"	23.27m
PV-41	PV-40	154°03'31"	31.34m
PV-40	PV-39	140°03'32"	41.67m
PV-39	PV-38	51°36'40"	13.21m
PV-38	PV-37	309°32'23"	27.47m
PV-37	PV-36	77°23'39"	24.81m
PV-36	PV-35	48°41'19"	21.18m
PV-35	PV-34	344°30'19"	3.84m
PV-34	PV-33	10°20'28"	6.23m
PV-33	PV-32	22°28'14"	27.20m
PV-32	PV-31	109°23'04"	46.77m
PV-31	PV-30	108°18'23"	20.89m
PV-30	PV-29	13°23'23"	37.71m
PV-29	PV-48	18°29'30"	49.33m
PV-48	PV-47	11°34'46"	71.22m
PV-47	PV-46	74°08'20"	28.74m
PV-46	PV-45	110°10'44"	21.43m
PV-45	PV-44	124°38'32"	22.09m
PV-44	PV-43	134°13'23"	13.21m





 MUNICIPIO DE SIQUILÁ

 MUNICIPIO DE SIQUILÁ
 DEPARTAMENTO DE CAUCA
 COLOMBIA
 PROYECTO DE LA RED DE ALCANILADO SANITARIO
 UBICACIÓN: CARRERA EL PÁCAR, MUNICIPIO DE SIQUILÁ
 PLANTA GENERAL
 LIBRETA TOPOGRAFICA
 INGENIERIA CIVIL

SIMBOLOGIA	
	VIVIENDA
	POZO DE VISITA
	INDICA NÚMERO DE POZO
	CAMINO EXISTENTE
	INDICA DIRECCIÓN DE CAUDAL
	TUBERÍA NOVAFORT PVC

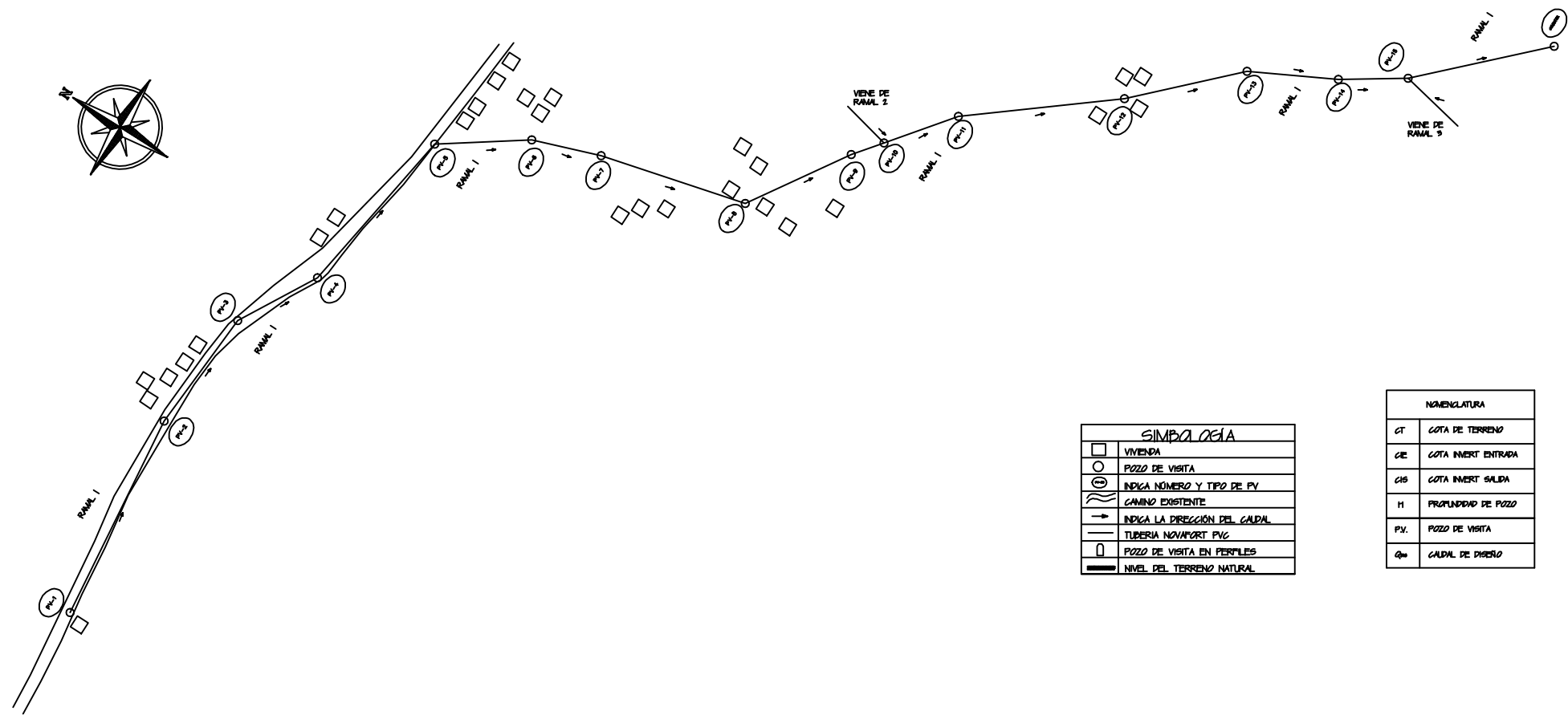
 PLANTA GENERAL
 ESCALA 1:250




 TERRENO PARA PLANTA DE TRATAMIENTO
 ESC 1:125

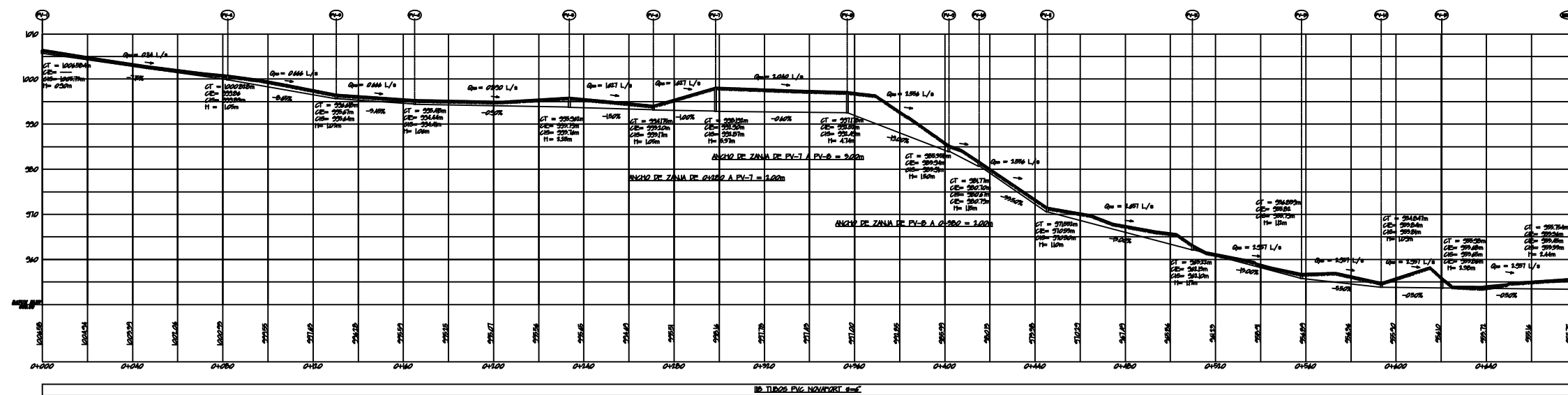


MUNICIPIO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANTAFÉ DIRECCIÓN CARRERA EL PAVO, MANIPULADORA DE S.O.A. TUNJA
GERENTE DE NIVEL TERRENO PARA PLANTA DE TRATAMIENTO
DISEÑO: WALTER ARREAZA CALIBRE: WALTER ARREAZA E.P.H.: 2009-2000 FECHA: 2010 MES: NOVIEMBRE 2010
 Ingeniero CIVIL

ING. LUIS ALFARO VELIZ INGENIERO E.P.H.	PEREZ SALAZAR GREGORINA ALICIA MANUELITA DE ROSA	HOJA No. 03 08
--	---	-----------------------------



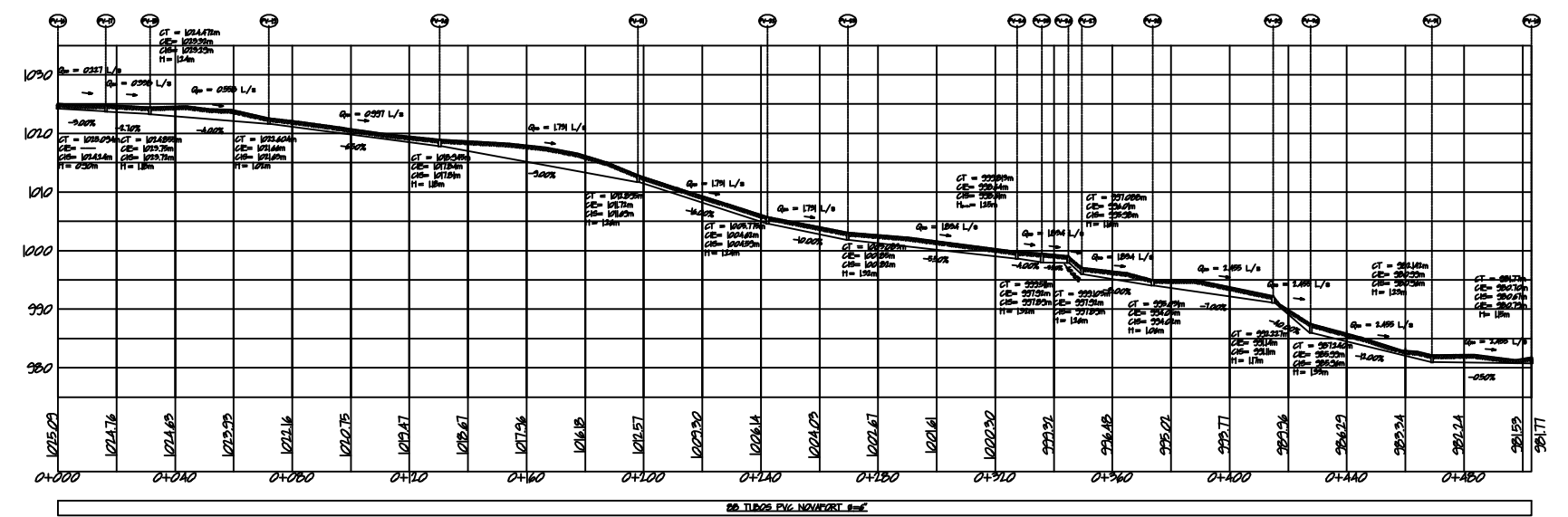
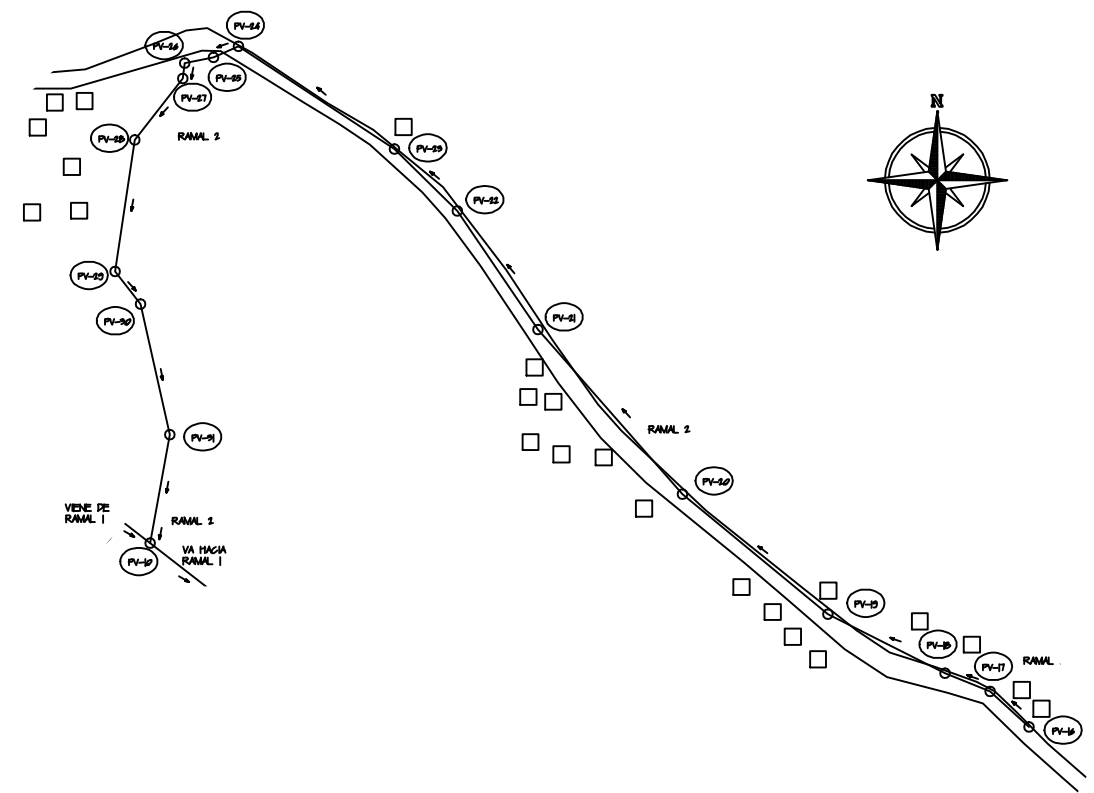
SIMBOLOGIA	
	VIVIENDA
	POZO DE VISITA
	INDICA NÚMERO Y TIPO DE PV
	CANAL EXISTENTE
	INDICA LA DIRECCIÓN DEL CAUDAL
	TUBERÍA NOVAPORT PVC
	POZO DE VISITA EN PERFIL
	NIVEL DEL TERRENO NATURAL

NOMENCLATURA	
CT	COTA DE TERRENO
CE	COTA INERT ENTRADA
CS	COTA INERT SALIDA
H	PROFUNDIDAD DE POZO
PV	POZO DE VISITA
Q _m	CAUDAL DE DISEÑO



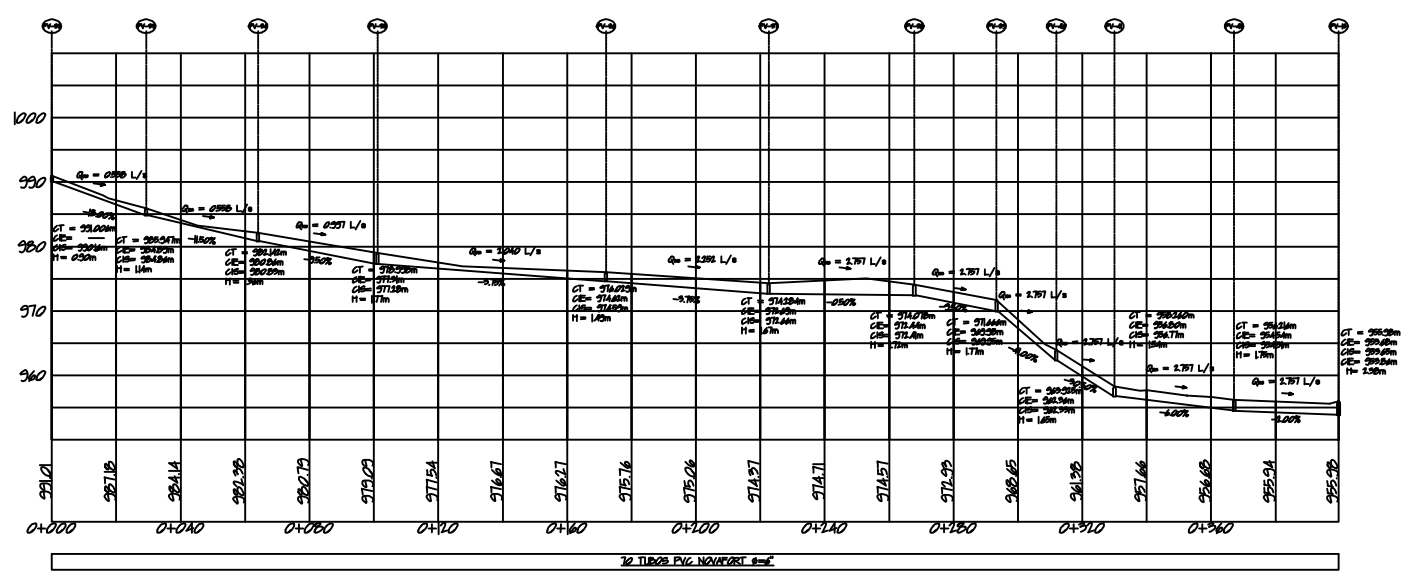
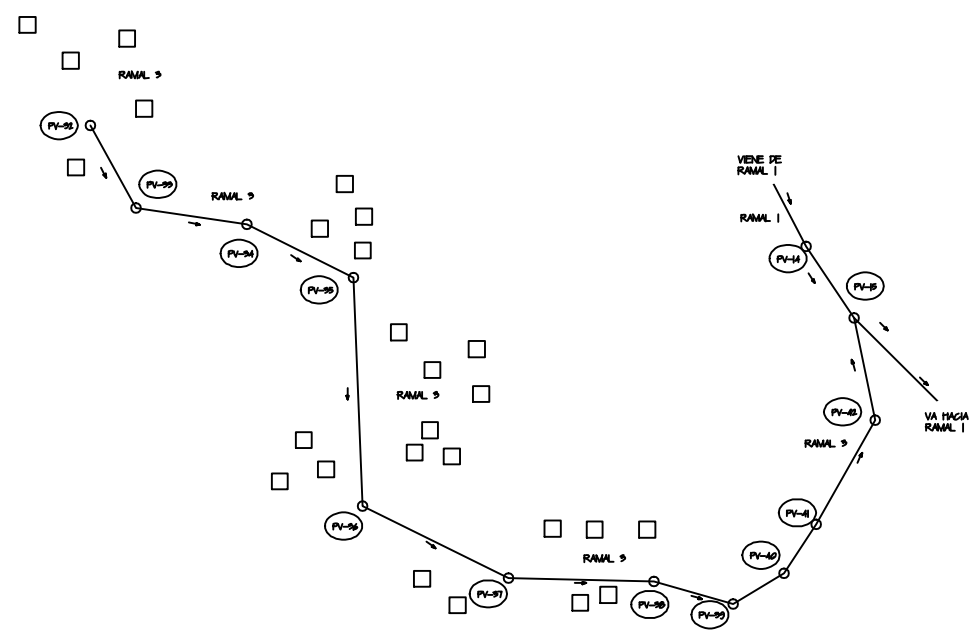
PLANTA-PERFIL RAMAL I "PV. I = COLECTOR"
 ESC. VER. 1:500
 ESC. HOR. 1:1000

MUNICIPIO DE EL PÁRAMO
 DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS
 SUBDIRECCIÓN DE PLANEACIÓN Y DISEÑO
 PLANTA - PERFIL RAMAL I
 PV. I = COLECTOR





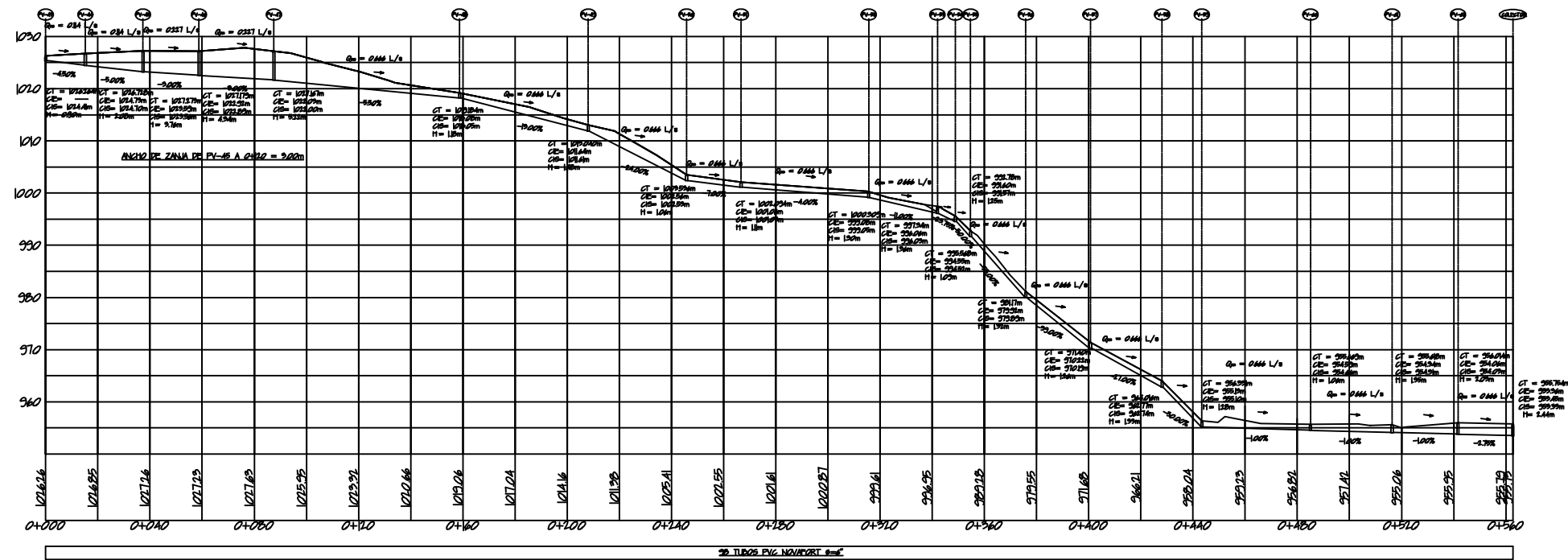
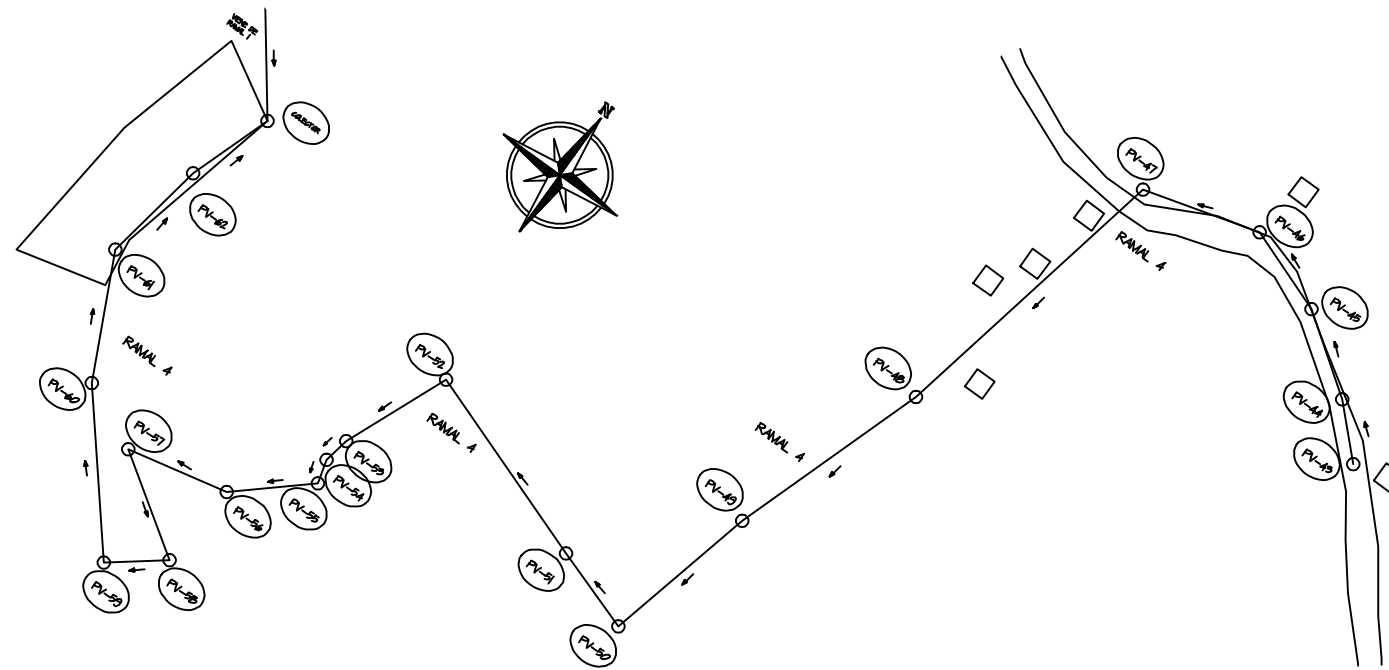
PLANTA-PERFIL RAMAL 2 "P.V. 16 - P.V. 10"
 ESC. VER 1:500
 ESC. HOR 1:1000

MUNICIPIO DE LA RED DE ALCANTELLADO SANITARIO
 DIRECCION GENERAL DEL PAISAJE, MANEJO DEL SUELO Y OBRAS DE OBRAS
 PLANTA - PERFIL RAMAL 2
 P.V. 16 - P.V. 10
 INGENIERIA CIVIL




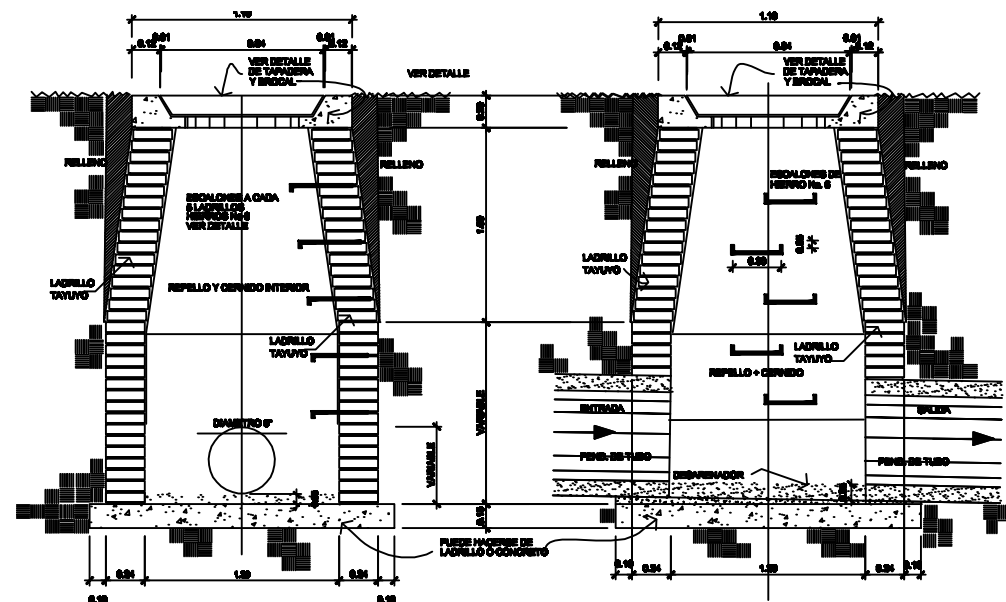
PLANTA-PERFIL RAMAL 3 "PV. 32 - PV. 15"
 ESC. VER 1:500
 ESC. HOR 1:200



 MUNICIPIO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
 PLANTA - PERFIL RAMAL 3
 PV. 32 - PV. 15
 INGENIERO CIVIL

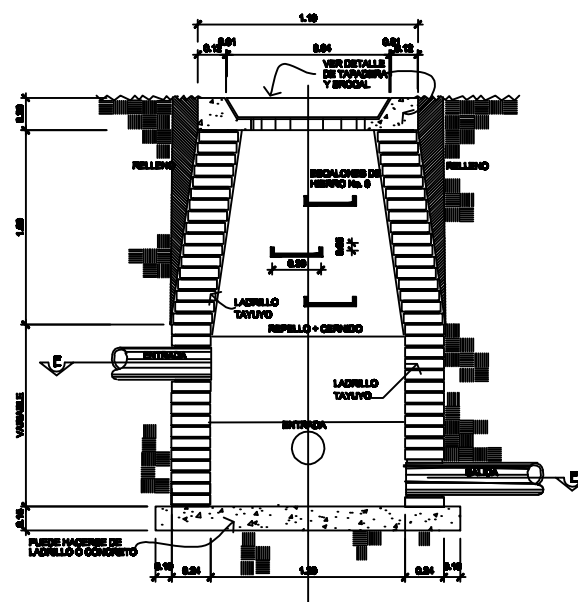


PLANTA-PERFIL RAMAL A "PV 43 - COLECTOR"

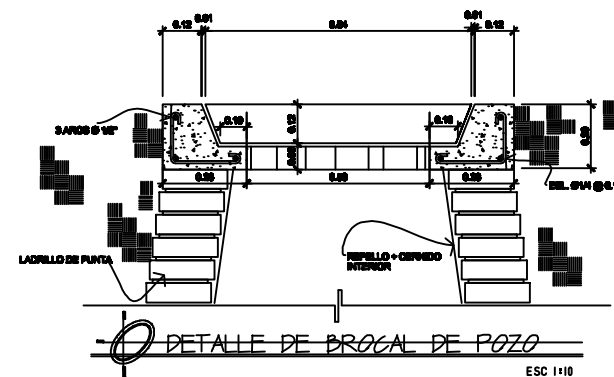

 MUNICIPIO DE LA RED DE ALcantarillado SANITARIO
 DIRECCIÓN GENERAL DEL PLAN DE MANEJO DEL SERVICIO DE S.O.G.A.
 PLAN DE MANEJO DEL SERVICIO DE S.O.G.A.
 PLANTA - PERFIL RAMAL A
 "PV. 43 - COLECTOR"
 INGENIERO C.M.



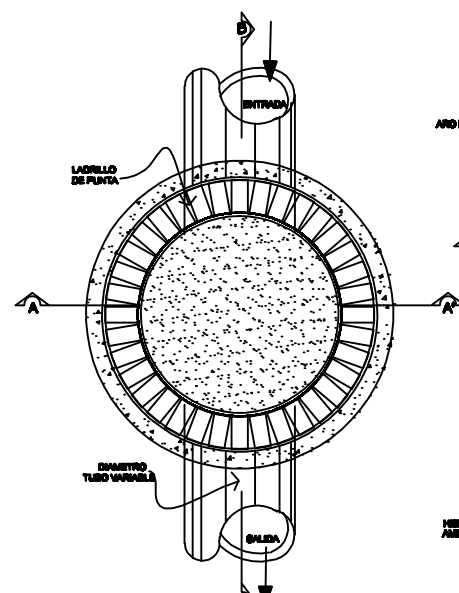
POZO DE VISITA TÍPICO
ESC 1:20



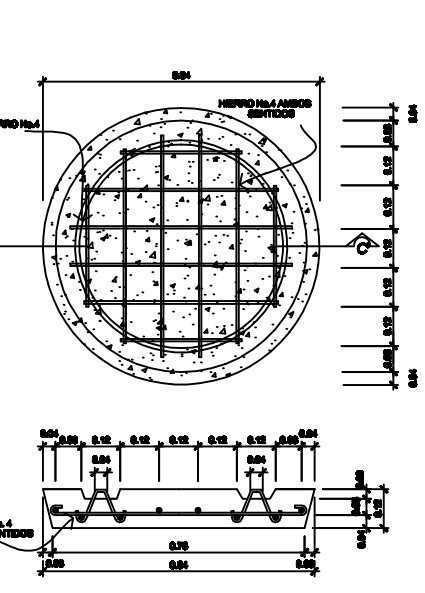
DETALLE DE POZO CON 2 ENTRADAS
ESC 1:20



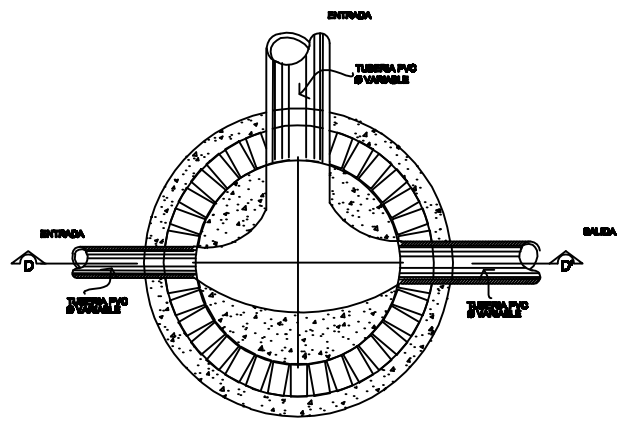
DETALLE DE BOCAL DE POZO
ESC 1:10



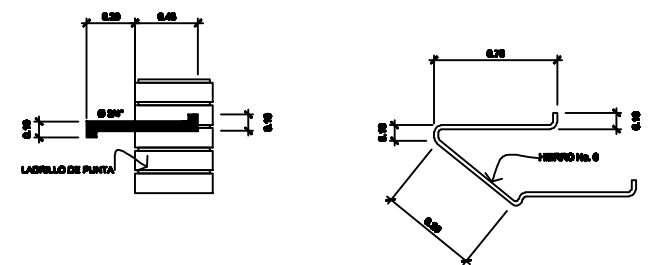
PLANTA
ESC 1:20



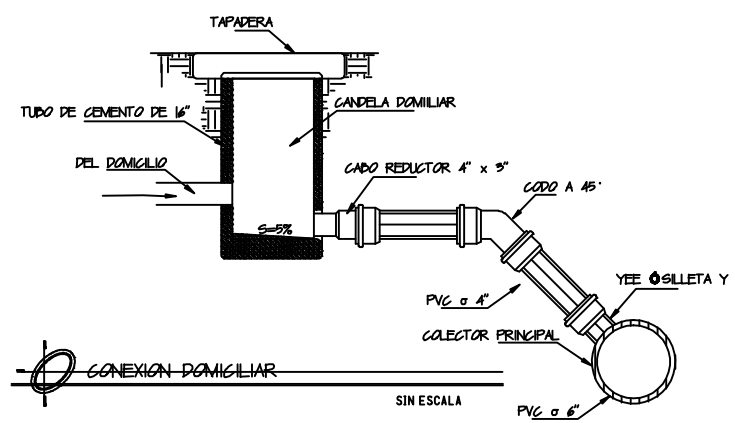
TAPADERA DE POZO, PLANTA + SECCION G-G'
ESC 1:20



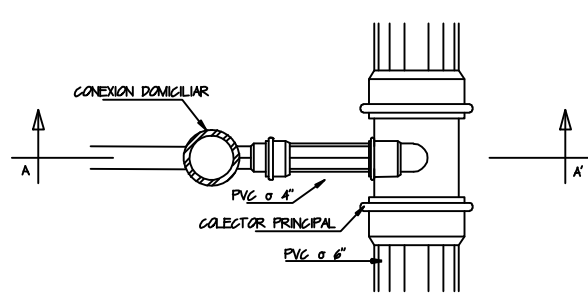
PLANTA D-D'
ESC 1:20



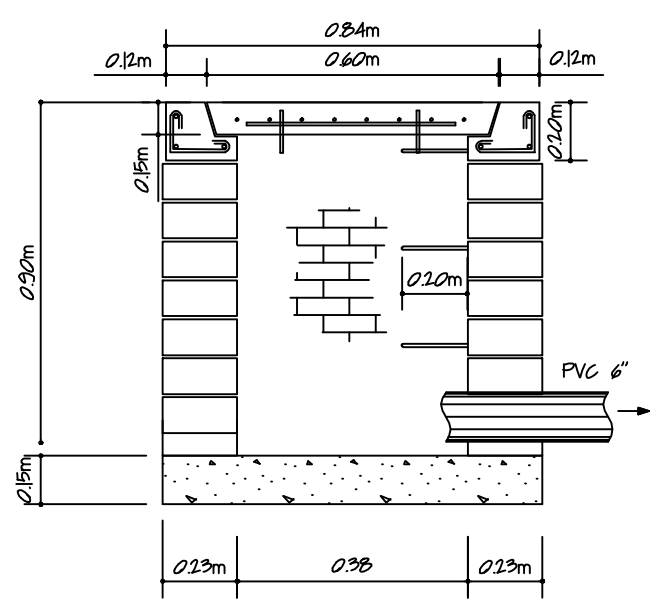
DETALLE DE ESCALON
ESC 1:10



CONEXION DOMICILIAR
SIN ESCALA



PLANTA DE CONEXION DOMICILIAR
SIN ESCALA



DETALLE CAJA DE VISITA
ESC 1:10

INSTITUTO NACIONAL DE SERVICIOS DE AGUA Y SANEAMIENTO	
PROYECTO DE LA RED DE ALCANTRILLADO SANITARIO	
UBICACION: CARRERA EL PARRAL, MANUEL PÉREZ DE AGUIAR	
DETALLE POZO DE VISITA, CAJA DE VISITA, TAPADERA, BOCAL Y ESCALON	
NOMBRE: WALTER ARREAZA CARGO: WALTER ARREAZA FECHA: 2009-12-09 FOLIO: 200 MES: NOVIEMBRE 2009	