



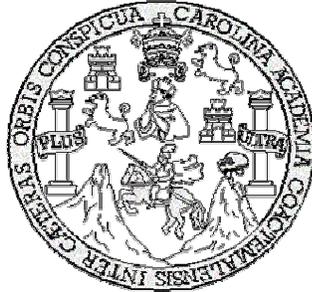
**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA  
COMUNIDAD SANTA TERESITA, Y DISEÑO DE DRENAJE  
SANITARIO PARA EL BARRIO LA ESPERANZA 2, DEL  
MUNICIPIO DE PATULUL, DEPARTAMENTO DE  
SUCHITEPÉQUEZ**

**JAIME RAÚL HERNÁNDEZ JUÁREZ**  
**Asesorado por Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz**

**Guatemala, agosto de 2005**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA  
COMUNIDAD SANTA TERESITA, Y DISEÑO DE DRENAJE  
SANITARIO PARA EL BARRIO LA ESPERANZA 2, DEL  
MUNICIPIO DE PATULUL, DEPARTAMENTO DE  
SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**JAIME RAÚL HERNÁNDEZ JUÁREZ**

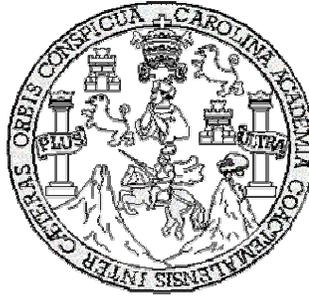
ASESORADO POR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, AGOSTO DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

|            |                                  |
|------------|----------------------------------|
| DECANO     | Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  |
| VOCAL I    |                                  |
| VOCAL II   | Lic. Amahán Sánchez Álvarez      |
| VOCAL III  | Ing. Julio David Galicia Celada  |
| VOCAL IV   | Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz   |
| VOCAL V    | Br. Elisa Yazminda Vides Leiva   |
| SECRETARIA | Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas |

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

|            |   |
|------------|---|
| DECANO     | Ing. Sydney Alexander Samuels Milson    |
| EXAMINADOR | Ing. Ángel Roberto Sic García           |
| EXAMINADOR | Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta |
| EXAMINADOR | Ing. Carlos Salvador Gordillo García    |
| SECRETARIO | Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez    |

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD SANTA TERESITA, Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA ESPERANZA 2, DEL MUNICIPIO DE PATULUL, DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 23 de mayo de 2005.

Jaime Raúl Hernández Juárez

## **AGRADECIMIENTOS A:**

|                      |   |
|----------------------|---|
| Dios                 | Por cuidarme e iluminarme durante mi camino y permitirme alcanzar mis sueños.   |
| Mi madre             | Irma Rosario, por ser los cimientos de mis logros y haberse esforzado incondicionalmente junto conmigo.   |
| Mi padre             | Jaime René, por ser el ejemplo a seguir y compartir mis sueños; lo logramos.  |
| Mis hermanos         | Emir, Daniel, Lester, Pedro y Edi, por ser quienes son, y por compartir su vida junto a la mía.   |
| Mi familia           | A todos muchas gracias por su compañía, en especial a mis sobrinos por ser el bullicio y felicidad de mi vida.  |
| Mis amigos           | Porque de cada uno aprendí algo positivo para mi vida y por dejar recuerdos felices en mi memoria.  |
| Andrea Aldana        | Por ser un ejemplo en mi vida, por compartir su vida y amistad conmigo, por hacerme una mejor persona y porque sin ella el camino hubiese sido mucho más difícil. |
| Mi asesor            | Ing. Luis Alfaro, por compartirme sus conocimientos y apoyarme en la elaboración de este trabajo.   |
| El alcalde municipal | Gilberto Alejandro Pérez Crispín, su corporación y empleados, por permitirme realizar mi EPS en la Municipalidad de Patulul y brindarme su apoyo y amista.        |



# ÍNDICE GENERAL

|   |          |
|---|----------|
| ÍNDICE DE ILUSTRACIONES   | VII      |
| LISTA DE SÍMBOLOS   | IX       |
| GLOSARIO  | XI       |
| RESUMEN   | XV       |
| OBJETIVOS   | XVII     |
| INTRODUCCIÓN  | XIX      |
| <b>1. FASE DE INVESTIGACIÓN</b>                                 | <b>1</b> |
| 1.1 Monografía del lugar  | 1        |
| 1.1.1 Aspectos históricos                                       | 1        |
| 1.1.1.1 Origen del nombre                                       | 2        |
| 1.1.2 Aspectos físicos  | 2        |
| 1.1.2.1 Extensión territorial                                   | 2        |
| 1.1.2.2 Ubicación geográfica                                    | 3        |
| 1.1.2.3 Distancia relativa                                      | 3        |
| 1.1.2.4 Colindancias  | 3        |
| 1.1.2.5 Población   | 4        |
| 1.1.2.6 Clima   | 4        |
| 1.1.2.7 Principales actividades económicas y productivas        | 4        |
| 1.1.3 Servicios   | 5        |
| 1.1.3.1 Vías de acceso  | 5        |
| 1.1.3.2 Agua potable  | 5        |
| 1.1.3.3 Drenaje   | 6        |
| 1.1.3.4 Centros educativos                                      | 6        |
| 1.1.3.5 Centros de salud  | 6        |
| 1.2 Investigaciones diagnósticas sobre necesidades de servicios | 7        |

|            |   |           |
|------------|---|-----------|
| 1.2.1      | Descripción de las necesidades                                    | 7         |
| 1.2.2      | Justificación social  | 9         |
| 1.2.3      | Justificación económica   | 9         |
| 1.2.5.1    | Priorización de las necesidades                                   | 9         |
| <b>2.</b>  | <b>GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA</b>    | <b>11</b> |
| 2.1        | Trabajos preliminares   | 11        |
| 2.1.1      | Fuentes de agua   | 11        |
| 2.1.2      | Aforo   | 12        |
| 2.1.3      | Desinfección del agua   | 12        |
| 2.1.4      | Levantamiento topográfico   | 13        |
| 2.1.5      | Planimetría   | 14        |
| 2.1.6      | Altimetría  | 14        |
| 2.1.7      | Diseño hidráulico   | 15        |
| 2.1.7.1    | Consideraciones generales de un sistema de abastecimiento de agua | 15        |
| 2.1.7.2    | Parámetros de diseño para un sistema de abastecimiento de agua    | 15        |
| 2.1.7.2.1  | Período de diseño   | 15        |
| 2.1.7.2.2  | Población de diseño   | 16        |
| 2.1.7.2.3  | Método geométrico   | 16        |
| 2.1.7.2.4  | Dotación  | 17        |
| 2.1.7.2.5  | Factores de variación normales                                    | 17        |
| 2.1.7.2.6  | Caudal medio diario   | 18        |
| 2.1.7.2.7  | Caudal del día máximo   | 19        |
| 2.1.7.2.8  | Caudal de hora máxima   | 19        |
| 2.1.7.2.9  | Caudal de línea de conducción                                     | 20        |
| 2.1.7.2.10 | Diámetro económico de conducción                                  | 20        |

|   |           |
|---|-----------|
| 2.1.7.2.11 Selección del tipo de tubería  | 21        |
| 2.1.7.2.12 Costos mensuales   | 22        |
| 2.1.7.2.13 Cálculo de la red de distribución  | 23        |
| 2.1.7.2.14 Volumen del tanque de distribución   | 24        |
| 2.1.7.2.15 Diseño del tanque de distribución  | 24        |
| <b>3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DE LA<br/>COMUNIDAD SANTA TERESITA</b> | <b>25</b> |
| 3.1 Descripción del proyecto  | 25        |
| 3.2 Bases de diseño   | 26        |
| 3.2.1 Selección de la fuente  | 26        |
| 3.3 Cálculo del sistema   | 27        |
| 3.3.1 Cálculo del aforo   | 27        |
| 3.3.2 Cálculo de la población futura  | 28        |
| 3.3.3 Cálculo de caudales   | 29        |
| 3.4 Diseño general del proyecto de abastecimiento de agua                                 | 30        |
| 3.4.1 Captación   | 30        |
| 3.4.2 Línea de conducción   | 30        |
| 3.4.2.1 Diámetro económico  | 30        |
| 3.4.2.2 Obras de arte   | 38        |
| 3.4.2.2.1 Caja rompe-presión  | 39        |
| 3.4.2.2.2 Pasos elevados  | 39        |
| 3.4.2.2.3 Anclajes para tubería de HG sobre el suelo                                      | 39        |
| 3.4.2.2.4 Anclajes para tubería de HG en paredón  | 40        |
| 3.4.3 Tanque de distribución  | 41        |
| 3.4.4 Red de distribución   | 42        |

|  |           |
|--|-----------|
| <b>4. GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS</b>                               | <b>47</b> |
| 4.1 Tipos de alcantarillados   | 47        |
| 4.1.1 Alcantarillado sanitario   | 47        |
| 4.1.2 Alcantarillado pluvial   | 47        |
| 4.1.3 Alcantarillado combinado   | 47        |
| 4.2 Partes de un sistema de alcantarillado sanitario                                     | 48        |
| 4.2.1 Colector central   | 48        |
| 4.2.2 Pozos de visita  | 49        |
| 4.2.3 Conexión domiciliar  | 49        |
| 4.2.4 Desfogue final o punto de descarga   | 49        |
| 4.3 Tipos de tuberías utilizadas   | 50        |
| 4.4 Aspectos y especificaciones técnicas en el diseño de un sistema de drenaje sanitario | 50        |
| 4.4.1 Diámetro de tuberías   | 50        |
| 4.4.2 Pendientes, velocidades máximas y mínimas permitidas                               | 51        |
| 4.4.3 Profundidad de las tuberías  | 52        |
| 4.4.4 Período de diseño  | 52        |
| 4.4.5 Población de diseño  | 53        |
| 4.4.6 Método geométrico  | 53        |
| 4.4.7 Factor de Hardmond   | 54        |
| 4.4.8 Caudal de diseño   | 55        |
| 4.4.9 Cálculo de cotas invert  | 58        |
| 4.5 Principios hidráulicos   | 59        |
| 4.5.1 Ecuación de Manning para flujo en canales  | 59        |
| 4.5.2 Elementos hidráulicos de una alcantarilla de sección transversal circular          | 61        |
| 4.6 Pozos de visita  | 63        |
| 4.6.1 Partes de un pozo de visita  | 63        |
| 4.6.2 Especificaciones para la colocación de un pozo de visita                           | 64        |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 4.6.3     | Profundidad de los pozos de visita  | 65        |
| 4.6.4     | Sistemas de limpieza  | 65        |
| <b>5.</b> | <b>DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO DEL BARRIO LA ESPERANZA 2</b>                      | <b>67</b> |
| 5.1       | Descripción del proyecto  | 67        |
| 5.2       | Bases de diseño   | 68        |
| 5.3       | Cálculo del sistema   | 69        |
| 5.3.1     | Cálculo de la población futura  | 69        |
| 5.4       | Diseño general de la red de alcantarillado  | 70        |
| 5.4.1     | Diseño de un tramo típico   | 70        |
| <b>6.</b> | <b>IMPACTO AMBIENTAL</b>  | <b>79</b> |
| 6.1       | Definición de impacto ambiental   | 79        |
| 6.2       | Instrumentos de evaluación ambiental  | 79        |
| 6.2.1     | Evaluación ambiental inicial  | 79        |
| 6.2.2     | Estudio de evaluación de impacto ambiental  | 80        |
| 6.2.3     | Evaluación ambiental estratégica  | 81        |
| 6.2.4     | Evaluación de impacto social  | 81        |
| 6.2.5     | Evaluación de efectos acumulativos  | 81        |
| 6.3       | Fines del estudio de impacto ambiental  | 83        |
| 6.4       | Clasificación de los estudios de impacto ambiental                                | 83        |
| 6.4.1     | Obras de ingeniería civil que requieren estudios de impacto ambiental obligatorio | 85        |
| 6.4.2     | Áreas de localización de proyectos  | 86        |
| 6.5       | Mitigación y compensación   | 87        |
| 6.6       | Instrumentos de control y seguimiento ambiental                                   | 87        |
| 6.6.1     | Informes ambientales  | 87        |
| 6.6.2     | Seguimiento y vigilancia ambiental  | 89        |
| 6.6.3     | Inspecciones ambientales  | 89        |

|  |     |
|--|-----|
| 6.6.4 Clasificación del diseño ambiental   | 90  |
| CONCLUSIONES   | 95  |
| RECOMENDACIONES  | 97  |
| BIBLIOGRAFÍA   | 99  |
| ANEXO 1: Planos del diseño del sistema de abastecimiento de agua para la comunidad Santa Teresita                          | 101 |
| ANEXO 2: Planos del diseño del drenaje sanitario para el Barrio La Esperanza 2   | 111 |
| ANEXO 3: Resultados de los análisis de calidad del agua para el sistema de abastecimiento para la comunidad Santa Teresita | 121 |

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

|    |   |    |
|----|---|----|
| 1. | Bosquejo en planta de un sistema de abastecimiento de agua por gravedad | 11 |
| 2. | Partes de un tanque elevado de acero                                    | 41 |
| 3. | Bosquejo en planta de un sistema de alcantarillado sanitario            | 48 |
| 4. | Corte típico de un pozo de visita                                       | 64 |
| 5. | Cuadro sinóptico de la evaluación ambiental inicial                     | 82 |
| 6. | Ejemplo de una boleta de inspección técnica                             | 88 |

## TABLAS

|      |   |    |
|------|---|----|
| I    | Información de libreta topográfica de campo   | 13 |
| II   | Programa de mantenimiento para la red de distribución                                   | 22 |
| III  | Ingreso de elementos al programa de redes cerradas Loop                                 | 42 |
| IV   | Ingreso de nodos al programa de redes cerradas Loop                                     | 43 |
| V    | Ingreso de puntos de alimentación de la red al programa de redes cerradas Loop          | 44 |
| VI   | Coeficiente de rugosidad para canales   | 60 |
| VII  | Relación de elementos hidráulicos para una alcantarilla de sección transversal circular | 62 |
| VIII | Clasificación de impacto ambiental  | 83 |
| IX   | Impactos ambientales negativos durante la ejecución                                     | 91 |
| X    | Impactos ambientales negativos durante la operación                                     | 91 |
| XI   | Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación                        | 92 |



## LISTA DE SÍMBOLOS

|                    |                                     |
|--------------------|-------------------------------------|
| ASTM               | American Standard Testing Materials |
| C                  | Coeficiente de fricción             |
| CA-2               | Carretera centroamericana 2         |
| cm                 | Centímetro                          |
| COGUANOR           | Comisión guatemalteca de normas     |
| D                  | Diámetro                            |
| EPS                | Ejercicio Profesional Supervisado   |
| HG                 | Hierro galvanizado                  |
| HN                 | Hierro negro                        |
| INE                | Instituto Nacional de Estadística   |
| Kg                 | Kilogramo                           |
| Kg/m               | Kilogramo por metro                 |
| Kg/m <sup>3</sup>  | Kilogramo por metro cúbico          |
| Kg/cm <sup>2</sup> | Kilogramo por centímetro cuadrado   |
| Km                 | Kilómetro                           |
| Km <sup>2</sup>    | Kilómetro cuadrado                  |
| l                  | Litros                              |
| l/h/d              | Litro por habitante al día          |
| l/s                | Litros por segundo                  |
| m                  | Metro                               |
| m <sup>2</sup>     | Metro cuadrado                      |
| m <sup>3</sup>     | Metro cúbico                        |
| mm                 | Milímetro                           |
| m.c.a.             | Metro columna de agua (presión)     |
| m/s                | Metros por segundo                  |
| NGO                | Norma guatemalteca obligatoria      |

|       |                                       |
|-------|---------------------------------------|
| PSI   | Libras sobre pulgada cuadrada         |
| P.U.  | Precio unitario                       |
| pul   | Pulgadas                              |
| PVC   | Cloruro de polivinilo                 |
| R     | Radio                                 |
| RN-11 | Ruta nacional 11                      |
| SIAS  | Sistema Integral de Atención en Salud |
| T.C.  | Tubería de cemento                    |
| ° ‘ “ | Grados, minutos y segundos            |
| %     | Porcentaje                            |
| “     | Pulgadas                              |
| ∅     | Diámetro                              |
| Π     | Pi                                    |

# GLOSARIO

## **Aforo**

Medición del caudal que una fuente puede aportar. Se expresa generalmente en litros por segundo.

## **Agua potable**

Agua sanitariamente segura, apta para el consumo humano. Inodora, incolora, insípida y agradable al gusto.

## **Aguas negras**

Son las aguas que después de haber servido a un fin, son desechadas. Existen domésticas, comerciales e industriales y son dañinas para la salud del ser humano.

## **Altimetría**

Parte de la topografía que se encarga de medir las variaciones de altura en un trayecto determinado.

## **Bases de diseño**

Son todas las normas y especificaciones técnicas con que se debe elaborar un proyecto.

## **Carga dinámica**

Es la presión real que existe sobre los elementos, debido al movimiento de la materia que transportan. Sus valores están regulados en mínimos y máximos según el uso o tipo de sistema.

**Carga estática**

Es la presión que sufren los elementos cuando el sistema está en reposo.

**Cédula 40**

Se refiere al grosor de las paredes de la tubería de HG.

**Contrapendiente**

Indica que el sentido que se le asigna a los componentes del sistema en algún tramo determinado va en contra de la pendiente natural del terreno.

**Cota**

Se refiere generalmente a la altura relativa con respecto al banco de marca del proyecto, ya sea del terreno o de los distintos componentes del sistema.

**Cota piezométrica**

Igual a la carga dinámica.

**Dotación**

Cantidad de agua asignada a una persona. Generalmente se expresa en litros habitante día.

**Latitud**

Distancia entre un punto y el Ecuador.

**Línea de conducción**

Parte del sistema de abastecimiento de agua que conduce el agua desde la captación hasta la distribución. Su función es únicamente la de conducir el agua, durante su trayecto no debe abastecer de agua a ningún poblador.

**Longitud**

Distancia entre un punto y el primer meridiano.

**Loop**

Programa de computación que ayuda a calcular los valores para diseñar la red de distribución.

**Metro columna de agua**

Unidad de medida de presión. Un metro columna de agua es equivalente a 1.4219 PSI.

**Normas**

Conjunto de reglas o especificaciones destinadas al control de calidad.

**Pendiente**

Inclinación con respecto a la horizontal, ya sea del terreno o de los elementos del sistema.

**Período de diseño**

Tiempo durante el cual se calcula que el sistema cumplirá sus funciones de forma óptima.

**Población de diseño**

Es la población que se utiliza para diseñar los distintos sistemas. La población de diseño será la población futura.

**Silvicultura**

Referente al aprovechamiento de los recursos naturales de los bosques, principalmente los maderables.

**Tirante**

Altura de las aguas negras dentro de la tubería.

**Tóxico**

Sustancia que por su composición puede dañar o matar las células de un organismo.

## RESUMEN

El presente trabajo es el resultado de las evaluaciones y soluciones propuestas, llevadas a cabo durante el Ejercicio Profesional Supervisado para solucionar los problemas específicos en las comunidades de Santa Teresita (sistema de abastecimiento de agua) y el Barrio La Esperanza 2 (sistema de drenaje sanitario), del municipio de Patulul, departamento de Suchitepéquez.

Dichas evaluaciones y soluciones fueron elaboradas por medio de los conocimientos teóricos y técnicos adquiridos durante la formación académica, esto quiere decir que se tomaron en cuenta todas las variables que pueden influenciar tanto en un sistema de abastecimiento de agua como en un sistema de drenaje sanitario.

Aunque cada proyecto presenta aspectos específicos que se indican adecuadamente, se puede decir en general que se realizó topografía de primer orden para ambos proyectos, así como la estimación de población futura y planos para la elaboración de ambos proyectos.

El sistema de abastecimiento de agua cuenta con una línea de conducción por gravedad y una red de distribución cerrada, mientras que el sistema de drenaje sanitario es un sistema típico por gravedad.



# OBJETIVOS

## General

- Solucionar problemas de infraestructura básica para las comunidades de Santa Teresita y el Barrio La Esperanza 2, del municipio de Patulul, departamento de Suchitepéquez, mediante el diseño del sistema de abastecimiento de agua y el diseño de drenaje sanitario respectivamente.

## Específicos

1. Contribuir al desarrollo y mejorar el nivel de vida de los habitantes de las comunidades de Santa Teresita y el Barrio La Esperanza 2.
2. Cuidar la salud de los pobladores de la comunidad Santa Teresita por medio del adecuado abastecimiento de agua y la salud de los pobladores del Barrio La Esperanza 2, mediante la adecuada evacuación de las aguas negras.



## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo es la culminación del Ejercicio Profesional Supervisado, de la facultad de Ingeniería. Trabajo que consiste en el diseño de los proyectos para las comunidades de Santa Teresita y el Barrio La Esperanza 2, del municipio de Patulul, departamento de Suchitepéquez.

Para la toma de decisiones, en cuanto a las comunidades que serían beneficiadas, se tomó en cuenta principalmente las comunidades propuestas por el consejo municipal, y otros aspectos importantes como lo son las necesidades de cada población (dando prioridad a las necesidades de saneamiento básico), el número de habitantes beneficiados, posibilidad de llevar a cabo los proyectos y la posibilidad de dar una solución factible y satisfactoria a dichos problemas.

Se determinan entonces los estudios del diseño del sistema de abastecimiento de agua para la comunidad Santa Teresita y diseño de drenaje sanitario para el Barrio La Esperanza 2, ya que dichos proyectos son los que presentan mayores posibilidades.

El trabajo incluye además de los cálculos y planos para cada proyecto, complementos teóricos en cuanto a las características de cada proyecto tanto agua como drenaje y sus especificaciones de diseño.



# 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

## 1.1 Monografía del lugar

### 1.1.1 Aspectos históricos

Patutul es un poblado de origen precolonial, pero se desconoce el nombre que tuvo en esa época. Esta población ya existía en tiempos de guerra entre pipiles y tzutuhíles, antes de la venida de los españoles.

En un documento que data de 1689, Fray Francisco de Zuaza describe: *"El pueblo de Santa María Magdalena del Patulul, rodéanle muy buenos ríos de alguna pesca de buen peje. Es el sitio del pueblo muy ameno y frondoso, y de muchos árboles frutales y pies de cacao, más aplicados sus naturales a estas labores que a las del maíz, pero no les falta en el todo este alimento, porque tienen sus siembras de milpa, aunque no tan cuantiosas como las de los indios de tierra fría, ni el grano que se coge es de tanta virtud y substancia, y no dura para poder ser guardado en trojes como en la sierra, porque se pica, o por el temperamento, o por su debilidad. Tiene este pueblo del Patulul mil y doscientas personas de confesión..."*

Al decretarse la Constitución Política del Estado de Guatemala, el 11 de octubre de 1825, se declararon los pueblos que integraban el territorio, señalando a Patulul como parte del circuito de Atitlán.

La construcción de la vía férrea fue parte de la revolución a gran escala de la bocacosta y de la economía del país, que trajo consigo el cultivo del café, reemplazando el del cacao. En Patulul, la siembra del grano se inició en los

albores de la caficultura nacional, entre 1855 y 1860, alcanzando su máximo auge en 1895.

Con el auge del café en la bocacosta, fue lógico que en 1934, Patulul, junto con Santa Bárbara y San Juan Bautista fueran separados de Sololá y anexados a Suchitepéquez. Con ese cambio, estos municipios pasaron a tener como cabecera departamental a Mazatenango, en la bocacosta, en vez de Sololá en las montañas del altiplano. La reorganización de la división administrativa del país obedecía a las nuevas circunstancias que originó la caficultura. Su influencia fue tal, que los límites departamentales y municipales fueron establecidos con arreglo al crecimiento de las plantaciones, lo que facilitó las comunicaciones entre muchas de las fincas de café de la bocacosta.

#### **1.1.1.1 Origen del nombre**

La etimología de su denominación actual podría provenir del locativo *pa* y *tulul* zapote (*lucuma mamosa*), es decir, en el lugar donde abundan los zapotales o árboles de zapote.

#### **1.1.2 Aspectos físicos**

##### **1.1.2.1 Extensión territorial**

El municipio de Patulul cuenta con una extensión territorial de trescientos treinta y dos kilómetros cuadrados (332 km<sup>2</sup>).

### **1.1.2.2 Ubicación geográfica**

Patulul es uno de los 20 municipios que conforman el departamento de Suchitepéquez. Está situado a 330.78 metros sobre el nivel del mar y su posición global es longitud 91°09'50" y latitud 14°25'20".

### **1.1.2.3 Distancia relativa**

Localizado a 118 kilómetros de la ciudad de Guatemala por la Carretera Internacional del Pacífico (CA-2) y la ruta nacional 11 rumbo noreste. Otra ruta de acceso es por la Carretera Interamericana, tomando en Godínez la ruta nacional 11 rumbo suroeste, por esta vía son 184 kilómetros de distancia desde la capital de Guatemala. La distancia de Patulul a la cabecera departamental de Suchitepéquez (Mazatenango), es 54 kilómetros.

### **1.1.2.4 Colindancias**

El municipio de Patulul colinda al norte con los municipios de San Lucas Tolimán del departamento de Sololá y Pochuta perteneciente a Chimaltenango; al sur con el municipio de Nueva Concepción del departamento de Escuintla; al oriente con los municipios de Santa Lucía Cotzumalguapa del departamento de Escuintla y Yepocapa y Pochuta del departamento de Chimaltenango; al occidente con los municipios de Tiquisate del departamento de Escuintla y Río Bravo, Santa Bárbara y San Juan Bautista del departamento de Suchitepéquez.

### **1.1.2.5 Población**

El XI Censo Nacional de Población realizado por el Instituto Nacional de Estadística (INE) en el 2002, reportó que el total de habitantes del municipio de Patulul fue de 29,834 habitantes.

Según los datos proporcionados por el censo del 2002, la población estaba conformada por el 50.37% de hombres (15,028 habitantes) y 49.63% de mujeres (18,575 habitantes). El 37.74% de la población (11,259 habitantes), se concentra en el área urbana.

### **1.1.2.6 Clima**

El clima del municipio es tropical, cálido y húmedo. La temperatura promedio es de 30 grados centígrados. El municipio tiene dos estaciones al año; la estación seca o verano que inicia en el mes de noviembre y finaliza en el mes de abril, y la estación lluviosa o invierno que inicia en el mes de mayo y finaliza en el mes de octubre.

El patrón de lluvias varía entre 2136 y 4327 mm, promediando 3284 de precipitación anual (referido al total anual de agua expresada en milímetros que cae la atmósfera, ya sea lluvia o granizo).

### **1.1.2.7 Principales actividades económicas**

La actividad económica del municipio se basa principalmente en la agricultura. Sus productos más importantes son el café, la caña de azúcar y el hule.

También se pueden contar las actividades pecuarias como por ejemplo la avicultura. Otra actividad de importancia para el municipio lo constituye el comercio, ya que por la ubicación de Patulul, lo convierte en un punto intermedio de intercambio entre el altiplano y la costa.

### **1.1.3 Servicios**

#### **1.1.3.1 Vías de acceso**

Para la movilización interna el municipio cuenta con aproximadamente 44 kilómetros de carreteras asfaltadas y cerca de 145 kilómetros de terracería. El transporte básico es el terrestre.

La carretera del Pacífico (CA-2), que comunica la ciudad de Guatemala, con la frontera con México por la ciudad de Tecún Umán, cruza al municipio de este a oeste aproximadamente en 14 kilómetros. La carretera que va de Nueva Concepción a San Lucas Tolimán (R-11) lo cruza aproximadamente en 30 kilómetros. Patulul también está conectado a San Miguel Pochuta por una carretera asfaltada de 5 kilómetros y el resto de terracería.

#### **1.1.3.2 Agua potable**

Según el VI Censo Nacional de Habitación realizado en el año 2002, la cobertura del servicio de agua en el municipio es del 71.30% de la población, pero únicamente 58.36% cuenta con una conexión predial, mientras que el resto recurre a los grifos colectivos. Las personas que no cuentan con agua entubada recurren a pozos artesanales, ríos o nacimientos cercanos.

### **1.1.3.3 Drenaje**

El VI Censo Nacional de Habitación del año 2002 reporta una cobertura del 40.55% de la población, concentrado principalmente en el casco urbano.

### **1.1.3.4 Centros educativos**

En el municipio se cuenta con tres niveles educativos: preprimario, primario y medio (incluye básicos y diversificado).

El área urbana cuenta con dos escuelas oficiales de párvulos, tres escuelas oficiales de primaria, un colegio parroquial de primaria, un instituto básico por cooperativa y un instituto básico municipal, siete colegios privados que cubren los tres niveles mencionados. El área rural tiene diez escuelas mixtas de primaria y de dichas escuelas nueve también cubren preprimaria, trece escuelas primaria de finca (privadas), de las cuales una también cubre preprimaria, y un instituto de educación básica por cooperativa.

### **1.1.3.5 Centros de salud**

La atención pública está a cargo del Centro de Salud y el apoyo de un Hospital del Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (IGSS).

El Centro de Salud cuenta con tres médicos a tiempo completo, un médico de medio tiempo, una enfermera graduada y cinco enfermeras auxiliares.

El Hospital de IGSS cuenta con un médico supervisor general, un médico director específico, once médicos, un supervisor de enfermería, dos enfermeros graduados, diecinueve enfermeras auxiliares y dos enfermeras comunitarias.

Cuenta con veinte camas para adultos, cuatro para pediatría y diez catres en la unidad del cólera. Los servicios que presta son: emergencias, maternidad y consulta externa.

En seis comunidades rurales de Patulul se encuentra organizado el Sistema Integral de Atención en Salud (SIAS). Estas comunidades cuentan con un botiquín mínimo y una vez al mes un médico brinda consulta.

## **1.2 Investigaciones diagnósticas sobre necesidades de servicios**

La realización de cualquier proyecto por medio del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), requiere una evaluación previa de cualquier proyecto, esta evaluación está basada principalmente en el servicio social que dichos proyectos puedan proporcionar a las comunidades más necesitadas (principalmente rurales). Además se toman en cuenta factores económicos (probabilidad de ejecución de los proyectos), políticos (deseos de solucionar los problemas por parte de las autoridades), y algunos otros como culturales y legales.

### **1.2.1 Descripción de las necesidades**

Las distintas comunidades estudiadas para los posibles proyectos, tenían cada una individualmente distintas necesidades y distintas soluciones, y como ya se ha mencionado anteriormente su selección depende de muchos factores. Las comunidades en estudio fueron:

El casco urbano de Patulul: Aunque posee todos los servicios básicos (agua, drenaje, electricidad, etc.), carece de un centro moderno de comercio, ya que el mercado municipal se ha vuelto insuficiente para la demanda de los

vendedores y compradores, esto dificulta no solo las labores de transacción sino también el control del propio mercado y las calles aledañas a éste.

Cantón Luisiana: Es una comunidad cercana al municipio de Pochuta, su necesidad principal es la rehabilitación del servicio de agua. Aunque ya cuenta con un servicio de agua, la comunidad, como es natural, ha ido creciendo rápidamente y el sistema de agua está llegando a su límite.

Comunidad Santa Delfina: Esta comunidad creció recientemente debido a la venta de terrenos por parte de los propietarios originales, es decir, que donde existía una familia, ahora hay 4 o 5, y esto ha ocasionado que se requieran de servicios formales para dicha población. No cuenta actualmente con ningún servicio básico (agua, drenaje, electricidad).

Comunidad Santa Teresita: Ubicada en la salida al municipio de San Lucas Tolimán, es una de las comunidades alejadas del casco urbano y por tanto de la cobertura de los sistemas básicos. Aunque cuenta con un sistema comunal de agua, su necesidad principal es el abastecimiento de dicho líquido, ya que la comunidad sigue creciendo y su localización es como la de todo el municipio en un lugar de clima caliente.

Barrio La Esperanza 2: Es un barrio contiguo al casco urbano, por lo tanto la demanda de vivienda ha aumentado y los servicios básicos aun no se han terminado. Su necesidad principal es el drenaje, ya que cuentan con los otros dos servicios principales (agua y electricidad), pero no tienen ningún conductor de desechos.

### **1.2.2 Justificación social**

La justificación social de un proyecto, es aquella en la cual se relata la magnitud del o los problemas que aquejan a una comunidad, señalando a la vez quienes son los beneficiarios directos e indirectos en la ejecución de un proyecto que ayude a eliminar o combatir dichos problemas.

### **1.2.3 Justificación económica**

Es la consideración de los recursos monetarios, físicos y humanos con que se cuenta, no solamente para la ejecución de un proyecto sino también para el mantenimiento durante el período de funcionamiento del mismo.

#### **1.2.3.1 Priorización de necesidades**

Priorizar un problema dentro de un grupo de problemas, es establecer un orden de importancia o jerarquía entre los mismos. Dicha priorización debe ser el resultado de un acuerdo grupal, en el cual se deben considerar el número de beneficiarios, antigüedad del problema, y que la solución del mismo sea factible desde el punto de vista técnico, social, económico, político y en ciertos casos cultural.

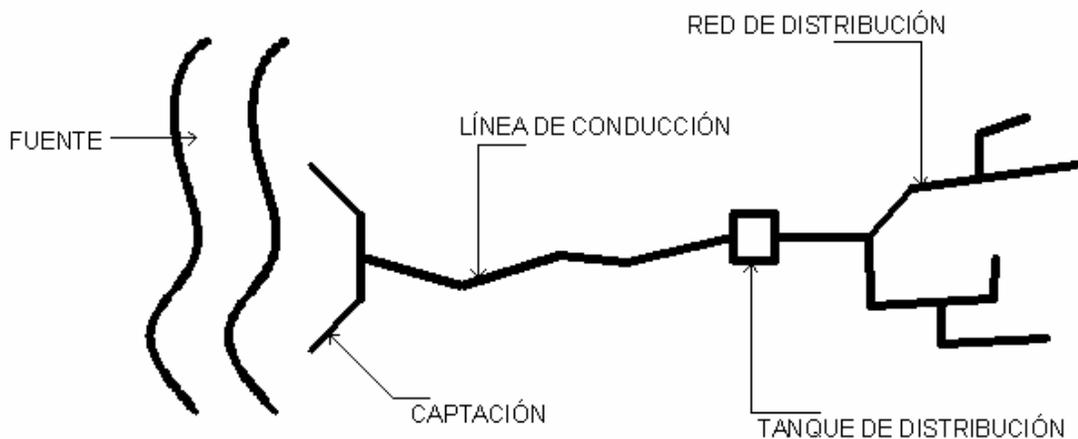
Luego de la evaluación de los distintos problemas, la Municipalidad de Patulul, Suchitepéquez, ha optado por el diseño de abastecimiento de agua para la comunidad Santa Teresita, debido al número de beneficiarios, a la posibilidad de una fuente de agua y a la antigüedad del problema. El otro proyecto elegido ha sido el diseño de drenaje sanitario para el Barrio La Esperanza 2, debido al posible apoyo económico y al aumento acelerado de los beneficiarios de dicho proyecto.



## 2. GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Las partes básicas de un sistema de abastecimiento de agua por gravedad se muestran en la siguiente figura:

**Figura 1. Bosquejo en planta de un sistema de abastecimiento de agua por gravedad**



### 2.1 Trabajos preliminares

#### 2.1.1 Fuentes de agua

El ciclo hidrológico es el origen de las fuentes de agua al servicio del hombre. Se refiere a la circulación del agua durante un lapso de tiempo a través de distintos medios. Se toma como punto de partida la evaporación del agua de la superficie del océano, y el agua en estado gaseoso circula en forma horizontal y vertical. En la atmósfera se condensa y se precipita nuevamente, la

mayor parte de dicha precipitación (lluvia, nieve, granizo), ocurre en el océano (aproximadamente tres cuartas partes de la precipitación mundial). Un poco menos de la cuarta parte de la precipitación global llena los lagos y se infiltra en el terreno para volver al mar, otra parte es retenida por la vegetación y la tierra, aquí puede infiltrarse nuevamente al terreno para volver al mar, escurrir hacia cuerpos de agua (ríos, lagos, lagunas, etc.), o evaporarse nuevamente. El ciclo hidrológico provee las posibles fuentes de agua, ya sean subterráneas o superficiales.

Para proveer de agua a los habitantes de la Comunidad Santa Teresita, se cuenta con una fuente de tipo nacimiento.

### **2.1.2 Aforo**

El aforo de una fuente de agua es la medición del caudal (volumen de agua en una unidad de tiempo) que puede ofrecer dicha fuente. El aforo es una de las primeras pruebas a realizarse en un estudio de agua y seguramente la más importante, debido a que ésta indica si la cantidad de agua es suficiente para cubrir las necesidades. Existen muchas formas de realizar un aforo aunque la más común suele ser el aforo volumétrico.

### **2.1.3 Desinfección del agua**

El análisis de laboratorio indicará qué tipo de tratamiento debe dársele al agua. Generalmente si las pruebas registran datos permisibles dentro de las normas, el agua recibe un tratamiento mínimo que consta de una concentración de 0.1% de hipoclorito de calcio, con una concentración de 1 miligramo/litro, éste es conocido como tratamiento mínimo.

#### 2.1.4 Levantamiento topográfico

Los trabajos de topografía para los estudios de abastecimiento de agua deben ser de primer orden (teodolito ystadal o estación total), ya que se requieren datos precisos para la altimetría (elevaciones del terreno) y la planimetría (distancias horizontales, localización de accidentes geográficos, localización de construcciones, etc.). La topografía de primer orden permitirá una correcta comparación entre la altimetría y la planimetría, además permitirá la realización correcta de los planos que brindarán información adecuada para el diseño y construcción del sistema de abastecimiento de agua y las distintas obras de arte (accesorios que complementan el sistema de abastecimiento de agua, se les llama así debido a lo detallado en su elaboración). Existen varios métodos para la realización de la topografía de primer orden, aunque el más utilizado (y también el utilizado en la realización del proyecto de abastecimiento de agua para la Comunidad Santa Teresita) es el de conservación de azimut, en el cual se utiliza una libreta de campo para la recopilación de datos como la siguiente:

**Tabla I. Información de libreta topográfica de campo**

| Est. | P.O. | Azimut     | D.H.  | hi    | H.S.  | H.M.  | H.I.  | Zenit     | Obs. |
|------|------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|------|
| 0    | 1    | 230°54'30" | 20.00 | 1.457 | 1.100 | 1.000 | 0.900 | 86°48'00" |      |
| 1    | L1   | 180°26'50" | 6.85  | 1.457 |       |       |       |           |      |

Donde:

Est. = Estación. Lugar desde donde se está midiendo

P.O. = Punto observado. Lugar que se ha medido desde la estación.

Azimut = Ángulo horizontal. Se utiliza para la planimetría

|       |   |   |
|-------|---|---|
| D.H.  | = | Distancia horizontal. Es la distancia horizontal que existe entre la estación y el punto observado. |
| hi    | = | Altura del instrumento. Se utiliza para la altimetría   |
| H.S.  | = | Hilo superior. Dato que se lee con el teodolito sobre el estadal.                                   |
| H.M.  | = | Hilo medio. Dato que se lee con el teodolito sobre el estadal.                                      |
| H.I.  | = | Hilo inferior. Dato que se lee con el teodolito sobre el estadal.                                   |
| Zenit | = | Ángulo vertical. Se utiliza para altimetría   |
| Obs.  | = | Observaciones. Anotaciones sobre datos que pueden afectar el diseño del proyecto.                   |

### **2.1.5 Planimetría**

La planimetría tiene como objetivo determinar la longitud del proyecto que se va a realizar, localizar los accidentes geográficos y todas aquellas características tanto naturales como no naturales que puedan influir en el diseño del sistema, por ejemplo calles, edificios, áreas verdes, carreteras, cerros, ríos, barrancos, zanjones, etc.

### **2.1.6 Altimetría**

Es la parte de la topografía que determina las elevaciones de los distintos puntos situados sobre la superficie terrestre. La elevación se puede establecer en relación a otro punto o a un plano. En los estudios de abastecimiento de agua ayuda a determinar si el agua puede correr naturalmente (por gravedad) o si necesita de ayuda para llegar a las comunidades (bombeo).

## **2.1.7 Diseño hidráulico**

### **2.1.7.1 Consideraciones generales de un sistema de abastecimiento de agua**

El agua es uno de los tres componentes del llamado saneamiento básico, que incluye además la red de drenajes y el servicio de recolección de basura. Es necesario que las comunidades cuenten con este saneamiento base y en este caso en particular con agua, ya que es necesario que se cuente con un sistema de agua en forma continua para poder prevenir el riesgo de enfermedades tanto endémicas como gastrointestinales, además de poder ayudar a las necesidades básicas de la población.

Se considera agua potable como tal, a la que es sanitariamente segura y agradable a los sentidos y debe cumplir con la Norma COGUANOR NGO (Norma Guatemalteca Obligatoria) 29001 del acuerdo gubernativo No. 986-1,999, en los límites máximos aceptables y permisibles; además debe estar exenta de microorganismos patógenos (condiciones bacteriológicas).

### **2.1.7.2 Parámetros de diseño para un sistema de abastecimiento de agua**

#### **2.1.7.2.1 Período de diseño**

Es el período durante el cual se estima que la obra dará un servicio satisfactorio a la población. Este período se cuenta a partir del inicio de funcionamiento de la obra. El período de diseño es determinado por varios factores como la vida útil de los materiales, los costos (tanto de construcción como de funcionamiento), la población (principalmente futura), etc. Según las

normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acuerdos Rurales (U.N.E.P.A.R), se recomiendan períodos de diseño de 20 a 30 años para las obras de tipo civil.

#### **2.1.7.2.2 Población de diseño**

La población de diseño es aquella que utilizará los servicios del proyecto al final de su período de diseño, en otras palabras es la población máxima con la cual se debe calcular el proyecto. La población futura varía de distintas formas en cada región, depende de la natalidad, la mortalidad, la migración, factores sociales y económicos, etc. Es por ello que en Guatemala se utiliza generalmente para el cálculo de las poblaciones futuras la tasa de crecimiento poblacional, proporcionada por los distintos censos elaborados en el país. Cuando no se tiene el dato exacto de la comunidad a la que se sirve, se utiliza el del municipio o el del departamento. Es importante recalcar que nunca se debe utilizar una tasa de crecimiento negativo. El método más utilizado en Guatemala es el método geométrico, ya que dicho modelo es el que mejor se ajusta al crecimiento de poblaciones en vías de desarrollo.

#### **2.1.7.2.3 Método geométrico**

Los componentes de este método son:

1. Datos sobre la población actual
2. Tasa del crecimiento poblacional
3. Período de diseño

Para la estimación de la población futura mediante este método se utiliza la siguiente ecuación:

$$Pf = Po * (1 + r)^n$$

Donde:

|    |   |  |
|----|---|--|
| Pf | = | Población futura al final del período de diseño (habitantes) |
| Po | = | Población inicial del período de diseño (habitantes)         |
| r  | = | Tasa de crecimiento anual (%)                                |
| n  | = | Período de diseño (años)                                     |

Cuanto no se tiene un censo exacto de la comunidad a servir, se puede hacer un promedio de la población actual mediante el número de viviendas que posea la comunidad. En esta relación se le asigna un número de habitantes a cada vivienda, no siendo este menor a 5 habitantes por vivienda.

#### **2.1.7.2.4 Dotación**

Es la cantidad de agua asignada por día a cada habitante. Se expresa en litro por habitante (l/h), y varía según el clima, el desarrollo de la comunidad y la cantidad de agua disponible.

#### **2.1.7.2.5 Factores de variación normales**

La cantidad de agua que se consume en las comunidades varía tanto durante el día como durante el año. No se consume la misma cantidad de agua en la mañana como en la tarde ni tampoco en los meses de verano como en los

de invierno. Es por ello que el diseño de abastecimiento de agua debe estar listo para cubrir esa variación de demandas, y de ahí surgen los conceptos de los factores de variación. Éstos son principalmente 2:

1. Factor de día máximo de 1.2 a 2
2. Factor de hora máxima de 1.5. a 4

La utilización de ambos factores dentro de sus parámetros depende en gran parte del criterio del diseñador, pero principalmente de las normas.

El factor de día máximo (FDM) está definido como la relación entre el valor de consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese año.

El factor de hora máxima (FHM) está relacionado con el número de habitantes y sus costumbres. La selección de este valor se toma en forma inversamente proporcional al tamaño de la población, es decir, que si la población de diseño es grande se tomará un valor pequeño, y si la población de diseño es pequeña se tomará un valor de diseño grande.

#### **2.1.7.2.6 Caudal medio diario**

Es la cantidad de agua necesaria para satisfacer la demanda de la población a servir en un día promedio. Su cálculo se expresa en litros por segundo (l/s) y se obtiene de la siguiente ecuación:

$$Q_m = \frac{D * P}{86400}$$

Donde:

|       |   |                              |
|-------|---|------------------------------|
| D     | = | Dotación en l/h/d            |
| P     | = | Población futura o de diseño |
| 86400 | = | Segundos que posee un día    |
| $Q_m$ | = | Caudal medio diario en l/s   |

#### **2.1.7.2.7 Caudal de día máximo**

Es el originado por las variaciones de consumo, principalmente por las estaciones del año, por lo tanto en el tiempo de verano se originará una semana en la cual el consumo superará a las de todo el año. Para la estimación de dicho caudal se tiene la siguiente ecuación:

$$Q_{MD} = Q_M * FDM$$

Donde:

|          |   |                                    |
|----------|---|------------------------------------|
| $Q_{MD}$ | = | Caudal máximo diario en l/s        |
| $Q_M$    | = | Caudal medio diario en l/s         |
| FDM      | = | Factor de día máximo, adimensional |

#### **2.1.7.2.8 Caudal de hora máxima**

Es el gasto máximo horario en un día, y como ya se indicó anteriormente los consumos también sufren variaciones durante el día, por ejemplo se estima que en la mañana los consumos son generalmente máximos y por la madrugada son generalmente mínimos. Para la estimación de dicho caudal se tiene la siguiente ecuación:

$$Q_{MH} = Q_M * FHM$$

Donde:

|          |   |                                     |
|----------|---|-------------------------------------|
| $Q_{MH}$ | = | Caudal máximo horario en l/s        |
| $Q_M$    | = | Caudal medio diario en l/s          |
| FHM      | = | Factor de hora máxima, adimensional |

#### **2.1.7.2.9 Caudal de la línea de conducción**

La línea de conducción está compuesta no solamente por la tubería que como su nombre lo indica, conduce el agua, sino también por las obras accesorias que la complementan. El caudal de la línea de conducción es la cantidad de agua en una unidad de tiempo (generalmente l/s) que la tubería debe conducir desde la captación hasta la distribución. El caudal de diseño de la línea de conducción es el  $Q_{MD}$  (Caudal máximo diario).

#### **2.1.7.2.10 Diámetro económico de la línea de conducción**

Se le conoce así al diámetro mínimo que puede utilizarse en la línea de conducción para cumplir con el caudal de conducción. Se dice que es económico porque entre menor sea el diámetro de la tubería menor será su costo. Esta tubería deberá cumplir con las pérdidas de carga ocasionadas por la fricción de las paredes de dicha tubería. La línea de conducción puede ser por bombeo o por gravedad, para el caso del presente proyecto se utiliza una línea de gravedad y las estimaciones para el cálculo del diámetro económico están basados en la ecuación de Hazen-Williams, la cual se detalla a continuación:

$$H_f = \frac{1743.8114 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Donde:

- H<sub>f</sub> = Pérdida de carga en metros
- L = Longitud de la conducción en metros
- C = Coeficiente de fricción del material de la tubería, adimensional
- D = Diámetro de la tubería utilizada en pulgadas
- Q = Caudal de diseño

#### **2.1.7.2.11 Selección del tipo de tubería**

Para una conducción de gravedad como lo es el presente caso específico, la tubería se establece por medio de la línea que representa el nivel estático (N.E.), que es proporcionada mediante los cálculos topográficos de altimetría, y la cual indica qué cantidad de agua presiona (en metros columna de agua) a la tubería en los distintos trayectos de la conducción. Otros aspectos que pueden afectar la elección de un tipo de material y resistencia de la tubería a utilizar, son las condiciones del terreno por las cuales debe pasar la línea de conducción, si va a estar expuesta o no, entre otros. Entonces se puede escoger entre las distintas capacidades de resistencia que los materiales ofrecen, principalmente el PVC y HG, aunque también existe el hierro negro (HN). Se debe tomar en cuenta que las distintas tuberías se fabrican con resistencias estándar y por lo tanto la selección de una tubería debe estar basada de acuerdo a lo que existe en el mercado, debido a que los productos fabricados a pedidos especiales pueden poner en riesgo el costo y la funcionalidad del proyecto.

### 2.1.7.2.12 Costos mensuales

Son los costos estimados que necesitará el proyecto para su funcionamiento. Dependen del tipo de servicio que prestan, del material de su elaboración y la frecuencia con la que son requeridos. A continuación se detalla un ejemplo de una tabla de las actividades que deben realizarse para el funcionamiento de la red de distribución de un sistema de abastecimiento de agua:

**Tabla II. Programa de mantenimiento para la red de distribución**

| Parte del sistema        | Labor                         | MP | MC | Frecuencia |
|--------------------------|-------------------------------|----|----|------------|
| Tanque de distribución   | Limpieza del área             | X  |    | Mensual    |
|                          | Revisión de estructuras       | X  |    | Trimestral |
|                          | Reparación de estructuras     |    | X  | Eventual   |
|                          | Revisión de válvulas          | X  |    | Mensual    |
|                          | Reparación-cambio de válvulas |    | X  | Eventual   |
| Cajas de válvulas        | Revisión de cajas             | X  |    | Trimestral |
|                          | Reparación de cajas           |    | X  | Eventual   |
|                          | Revisión de válvulas          | X  |    | Trimestral |
| Línea de distribución    | Revisión de líneas            | X  |    | Mensual    |
|                          | Verificación de fugas         | X  |    | Mensual    |
|                          | Reparación de fugas           |    | X  | Eventual   |
| Conexiones domiciliarias | Revisión de llaves de paso    | X  |    | Trimestral |
|                          | Reparación de llaves de paso  |    | X  | Eventual   |

MP = Mantenimiento preventivo

MC = Mantenimiento correctivo

### **2.1.7.2.13 Cálculo de la red de distribución**

La red de distribución se calcula dependiendo del sistema a utilizar, por tanto pueden existir redes cerradas o abiertas. En ambas juega un papel importante la cota piezométrica (presión real sobre la tubería) que la red pueda brindar en los distintos puntos de consumo. Las presiones de trabajo no pueden pasar de 40 m.c.a. (metro columna de agua), para las acometidas domiciliarias ya que presiones fuera de estos rangos pueden dañar la tubería y los artefactos de la vivienda.

El caudal de diseño de la red de distribución será el del caudal máximo horario ( $Q_{MH}$ ).

El método de la red abierta se basa en los consumos en cada tramo de la distribución. Para dichos consumos existen estimaciones mínimas dependiendo del número de casas existentes en cada tramo y otro basado en el total de casas de la comunidad a servir.

El método de las redes cerradas o Hardy-Cross, está basado en la distribución de caudales dentro del circuito y en el balance de los nodos (puntos específicos de pérdida, consumo y continuidad de caudal) mediante iteraciones sucesivas. Debe también en este método tomarse en cuenta los consumos de cada tramo en específico. Sin embargo, lo más importante de este método es la obtención de las presiones en los distintos nodos, que como ya se ha mencionado deben mantenerse entre 10 y 40 m.c.a.

#### 2.1.7.2.14 Volumen del tanque de distribución

El volumen del tanque de distribución es un porcentaje del consumo promedio diario de la comunidad. Para el caso de los sistemas de gravedad varía de un 25% a 40%. Se calcula con el  $Q_{MD}$ .

$$Volumen = \frac{Q_{MD} * \% \text{almacenamiento} * 86400}{1000}$$

Donde:

|          |   |   |
|----------|---|---|
| $Q_{MD}$ | = | Caudal medio diario                               |
| 86400    | = | segundos/día                                      |
| 1000     | = | litros  |
| Volumen  | = | Volumen del tanque de almacenamiento en $m^3/día$ |

#### 2.1.7.2.15 Diseño del tanque de distribución

Los tanques de distribución se construyen dependiendo principalmente de las necesidades de la red de distribución. Generalmente son elaborados con concreto ciclópeo, concreto reforzado, mampostería reforzada y en los tanques elevados predomina el uso del acero. Los tanques también pueden ser enterrados, semienterrados, superficiales o elevados.

Los tanques de distribución además de cumplir con su misión de almacenamiento y distribución, deben proveer seguridad a su contenido y además poseer un adecuado sistema para su limpieza y mantenimiento. La función más importante del tanque de distribución es la de garantizar la presión adecuada en cada punto de la red de distribución.

### **3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD SANTA TERESITA**

#### **3.1 Descripción del proyecto**

Como generalidades del proyecto, se puede mencionar que la fuente de agua se encuentra en la finca Las Marías, y que debido a la topografía del terreno, la línea de conducción tendrá una longitud aproximada de 9 Km.

En la línea de conducción también será necesario la utilización de tubería de hierro galvanizado (HG), debido a que aproximadamente la mitad de la línea de conducción no podrá enterrarse debido a las dificultades que presenta el terreno.

Al llegar a la comunidad se propone una red de distribución cerrada ya que la distribución de los predios domiciliarios lo permite, esto ayudará a mantener una buena distribución y presión de agua.

Se propone además que el tanque de distribución sea de tipo elevado para garantizar las presiones en la red de distribución, ya que el tanque se ubicará en un lugar que no se encuentra muy alto en relación a la altura de la red de distribución y en su caso más crítico necesita una elevación del tanque de al menos 14 metros sobre el terreno donde se colocará.

### **3.2 Bases de diseño**

Para la elaboración del estudio se estimaron los siguientes datos generales:

|                   |  |
|-------------------|--|
| Período de diseño | 26 años, considerando un año de construcción y un máximo de 5 para obtener el financiamiento, con esto se obtiene una vida útil mínima de 20 años. |
| Población actual  | 467 personas, estimadas en 5.5 personas por vivienda (85 viviendas).   |
| Tipo de tubería   | PVC para agua potable, norma ASTM D 2241 y HG cédula 40.   |
| Dotación          | Se estima un mínimo de 90 litros/habitante/día debido a que es un clima caluroso.  |

#### **3.2.1 Selección de la fuente**

La fuente escogida para el proyecto se determinó en base a las cualidades que satisfagan a un sistema por gravedad (quiere decir que ésta se encuentre a una altura superior a la comunidad a servir), así como que la fuente proporcione los costos más bajos y con una calidad de agua aceptable. En este caso la fuente es un nacimiento localizado en la Finca Las Marías, el cual será donado a la comunidad y la calidad de agua es adecuada (ver análisis de agua en el anexo 3).

### 3.3 Cálculo del sistema

#### 3.3.1 Cálculo del aforo

Para el estudio actual se utilizó el aforo volumétrico, el cual consistió en utilizar como base un recipiente de 18.75 litros.

Se realizaron 10 mediciones para poder elaborar una pequeña estadística. Se hizo un promedio en relación a los tiempos en que la fuente de agua tardaba en llenar dicho recipiente y se obtuvieron los siguientes datos:

Partiendo de la ecuación de caudal:

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo}}$$

| Tiempo (s) | Volumen (l) | Caudal Q (l/s) |
|------------|-------------|----------------|
| 7.20       | 18.75       | 2.60           |
| 6.02       | 18.75       | 3.11           |
| 6.56       | 18.75       | 2.86           |
| 6.93       | 18.75       | 2.71           |
| 7.20       | 18.75       | 2.60           |
| 7.00       | 18.75       | 2.68           |
| 7.26       | 18.75       | 2.58           |
| 7.27       | 18.75       | 2.58           |
| 6.69       | 18.75       | 2.80           |
| 6.70       | 18.75       | 2.80           |

Haciendo un promedio de los caudales se obtiene:

$Q_{\text{aforo}} = 2.73$  l/s, pero debido a que el aforo no se realizó en la época de estiaje exacta, se aplica un factor de corrección. En este caso se estima que el caudal real de la fuente es un 70% del valor obtenido mediante el aforo, y entonces, el caudal real es:

$$Q_{\text{real}} = 70\% Q_{\text{aforo}}$$

$$Q_{\text{real}} = 0.70 * 2.73$$

$$Q_{\text{real}} = 1.90 \text{ l/s}$$

### 3.3.2 Cálculo de la población futura

Para el cálculo de la población futura se utilizó el método geométrico, basándose en los datos obtenidos de los últimos censos.

|   |                   |
|---|-------------------|
| Población de Patulul en abril de 1994     | 21,274 habitantes |
| Población de Patulul en noviembre de 2002 | 29,834 habitantes |

Mediante estos datos se puede calcular la tasa de crecimiento de la siguiente forma:

$$Pf = Po * (1 + r)^n$$

$n = 8$  años (tiempo entre 1994 y 2002) + 214 días (tiempo entre abril y noviembre). Entonces:

$$n = 8 + \frac{214}{365} = 8.5863 \text{ años}$$

Entonces, se puede sustituir datos en la fórmula de población y se tiene:

$$29834 = 21274 (1 + r)^{8.5863} ; \text{ despejando } r \text{ se obtiene:}$$

$$r = 0.0401698$$

$r \approx 4.017\%$  de crecimiento poblacional anual.

Utilizando entonces los datos anteriores se puede calcular la población futura dentro de 26 años:

$$Pf = 467 * (1 + 0.04017)^{26} ; \text{ operando se obtiene:}$$

$Pf = 1300$  personas dentro de 26 años (población para el año 2031).

### 3.3.3 Cálculo de caudales

Partiendo de la dotación (90 l/h/d), se pueden calcular los distintos caudales que servirán para diseñar el proyecto:

**Caudal medio ( $Q_m$ ):**

$$Q_m = \frac{Pf * Dotación}{86400} = \frac{1300 * 90}{86400} = 1.35 \text{ l/s}$$

**Caudal de conducción ( $Q_c$ ):**

Assumiendo un valor de  $FDM = 1.2$ , debido a que la población no cuenta con industrias, cultivos o trabajadores fijos que demanden cantidades más allá del mínimo estimado. Entonces:

$$Q_c = FDM * Q_m = 1.2 * 1.35 = 1.62 \text{ l/s, se aproxima a } 1.65 \text{ l/s.}$$

El  $Q_c$  debe ser menor o igual al caudal de la fuente:

1.65 l/s < 1.90 l/s, comprobación correcta.

### **Caudal de distribución ( $Q_D$ ):**

El FHM se asume inversamente proporcional al tamaño de la población, debido a que una población grande (mayor a 1000 habitantes) tendrá un consumo uniforme, mientras que una población pequeña presenta consumos muy variados. Entonces se asume un valor pequeño para el FHM = 1.8:

$$Q_D = FHM * Q_M = 1.35 * 1.8 = 2.43 \text{ l/s, se aproxima a } 2.45 \text{ l/s.}$$

## **3.4 Diseño general del proyecto de abastecimiento de agua**

### **3.4.1 Captación**

La captación se llevará a cabo mediante un tanque desarenador (consistente en un tanque que recoge el agua directamente de la fuente y retira los sólidos del agua mediante un filtro de piedra) y que posteriormente se conecta con el tanque de captación propiamente dicho. El tanque de captación se conecta con la línea de distribución y su localización en el sistema es en la estación 0+000.

### **3.4.2 Línea de conducción**

#### **3.4.2.1 Diámetro económico**

Debido a las características que presenta el terreno, la línea de conducción está dividida en 2 partes con distintos materiales. La primera está calculada

con tubería HG y va desde la captación del agua en la fuente, hasta salir a la carretera que une a Patulul, Suchitepéquez con San Lucas Tolimán, Sololá, y la segunda parte desde la carretera hasta el tanque de distribución en la comunidad de Santa Teresita.

### **Tramo 1 (barranco), tubería HG:**

Este primer tramo de la línea de conducción, presenta múltiples cambios en el sentido de la tubería, es por ello que se estima una pérdida grande de la presión del agua debido a la fricción y por ello se toma un factor de seguridad en la pérdida de 22 metros columna de agua (m.c.a.) para asegurar que el agua llegue adecuadamente al tanque de distribución. Además este tramo también se divide en 2 partes, debido a que al inicio de la línea de conducción se presentan muchos cambios de altura, y por ello se toma el análisis de este tramo por aparte y se le da una pérdida de presión determinada, en este caso 7 m.c.a. como un factor de protección. Todo el análisis posterior se realiza de la forma tradicional para un estudio de agua.

Entonces utilizando los datos de la topografía (altimetría y planimetría), y en base a la ecuación de Hazen-Williams, se obtiene:

#### **Parte a, del tramo 1:**

$$H_f = \frac{1743.81141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Si se tiene:

H<sub>f</sub> = 5 m.c.a., aunque la real es de 12 m.c.a.

C = 100

$$L = 468 \text{ m, equivale a 78 tubos de 6 m cada uno.}$$

$$Q = 1.65 \text{ l/s}$$

Despejando la fórmula para obtener el diámetro económico y sustituyendo datos:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.81141 * 468 * 1.65^{1.85}}{5 * 100^{1.85}}} = 2.47''$$

Para esta parte del tramo 1 se aproxima el diámetro obtenido a un solo diámetro comercial para obtener una pérdida pequeña, en este caso el más cercano es el de 2<sup>1</sup>/<sub>2</sub>" , y su diámetro real es de 2.469". Sustituyendo en la fórmula original para verificar la pérdida de carga:

$$hf_{real\ 2.469} = \frac{1743.81141 * 468 * 1.65^{1.85}}{2.469^{4.87} * 100^{1.85}} = 5.041 \text{ m.c.a., correcto.}$$

### Parte b, del tramo 1:

Si se tiene:

$$H_f = 125 \text{ m.c.a., aunque la real es de 146.96 m.c.a.}$$

$$C = 100$$

$$L = 4,290.276 \text{ m}$$

$$Q = 1.65 \text{ l/s}$$

Despejando la fórmula para obtener el diámetro económico y sustituyendo datos:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.81141 * 4290.276 * 1.65^{1.85}}{125 * 100^{1.85}}} = 2.013''$$

Para esta parte del tramo 1 se aproxima el diámetro obtenido a dos diámetros comerciales para lograr una línea de conducción económica, en este caso los más cercanos son el de 2" (diámetro real de 2.067"), y el de 1½" (diámetro real de 1.61"). Sustituyendo en la fórmula original para verificar la pérdida de carga real si toda la conducción fuera de un solo determinado diámetro:

$$hf_{2.067} = \frac{1743.81141 * 4290.276 * 1.65^{1.85}}{2.067^{4.87} * 100^{1.85}} = 109.805 \text{ m.c.a.}$$

$$hf_{1.61} = \frac{1743.81141 * 4290.276 * 1.65^{1.85}}{1.61^{4.87} * 100^{1.85}} = 370.756 \text{ m.c.a.}$$

Ahora se hace relación de triángulos con las pérdidas reales obtenidas y la longitud total de la línea de conducción para poder establecer cuánta longitud de tubería deberá colocarse con cada diámetro. Aplicando las ecuaciones siguientes:

$$L_2 = \frac{(Hf - hf_1) * L}{(hf_2 - hf_1)}, \text{ y } L_1 = L - L_2$$

Donde:

- Hf = Pérdida total (perdida disponible)
- Hf<sub>1</sub> = Pérdida total si la tubería fuera toda con el diámetro 1
- Hf<sub>2</sub> = Pérdida total si la tubería fuera toda con el diámetro 2
- L = Longitud total de la línea de conducción

$L_1$  = Longitud de la línea de conducción que deberá colocarse con el diámetro 1

$L_2$  = Longitud de la línea de conducción que deberá colocarse con el diámetro 2

Entonces:

$$L_2 = \frac{(125 - 109.805) * 4290.276}{370.756 - 109.805} = 249.82 \text{ m} \approx 42 \text{ tubos, entonces la longitud real es de 252 m.}$$

$$L_1 = 4290.276 - 252 = 4038.276 \text{ m} \approx 673 \text{ tubos}$$

Ahora se verifica que la suma de las pérdidas de ambas longitudes de tubería con sus respectivos diámetros cumpla con la pérdida total disponible. Para eso se debe calcular nuevamente las pérdidas reales de cada diámetro pero en esta ocasión con sus respectivas longitudes. Entonces:

$$hf_{real\ 2.067} = \frac{1743.81141 * 4038.276 * 1.65^{1.85}}{2.067^{4.87} * 100^{1.85}} = 103.355 \text{ m.c.a.}$$

$$hf_{real\ 1.61} = \frac{1743.81141 * 252 * 1.65^{1.85}}{1.61^{4.87} * 100^{1.85}} = 21.777 \text{ m.c.a.}$$

$$hf_{real\ 2.067} + hf_{real\ 1.61} = 103.355 + 21.777 = 125.132 \approx 125, \text{ la verificación es correcta.}$$

## Tramo 2 (carretera), tubería PVC:

Para este tramo se toma un factor de seguridad de 2.30 m.c.a. y 19.70 m.c.a más para el tanque elevado, que además de asegurar que el agua llegue al tanque de distribución servirá para la posterior distribución del agua. Utilizando la ecuación de Hazen-Williams, se obtiene:

Si se tiene:

$$\begin{aligned} H_f &= 141.70 \text{ m.c.a.}, \text{ aunque la real es de } 144 \text{ m.c.a.} \\ C &= 150 \\ L &= 4,541.551 \text{ m} \\ Q &= 1.65 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Despejando la fórmula para obtener el diámetro económico y sustituyendo datos:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.81141 * 4541.551 * 1.65^{1.85}}{141.7 * 150^{1.85}}} = 1.701''$$

Ahora se aproxima nuevamente el diámetro obtenido a dos diámetros comerciales, en este caso los más cercanos son el de 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub>" (diámetro real de 1.754" para PVC de 160 PSI), y el de 1<sup>1</sup>/<sub>4</sub>" (diámetro real de 1.464" para PVC de 250 PSI). Sustituyendo nuevamente en la fórmula original para verificar la pérdida de carga real si toda la conducción fuera de un solo determinado diámetro:

$$h_{f_{1.754 \text{ 160 PSI}}} = \frac{1743.81141 * 4541.551 * 1.65^{1.85}}{1.754^{4.87} * 150^{1.85}} = 122.14 \text{ m.c.a.}$$

$$hf_{1.464\ 250\ PSI} = \frac{1743.81141 * 4541.551 * 1.65^{1.85}}{1.464^{4.87} * 150^{1.85}} = 294.50 \text{ m.c.a.}$$

Haciendo nuevamente relación de triángulos con las pérdidas reales obtenidas y la longitud total de la línea de conducción para poder establecer cuanta longitud de tubería deberá colocarse con cada diámetro. Entonces:

$$L_2 = \frac{(141.70 - 122.14) * 4541.551}{294.5 - 122.14} = 515.40 \text{ m}$$

$$L_1 = 4541.551 - 515.40 = 4026.151 \text{ m}$$

Según los cálculos anteriores la longitud del diámetro de 1.754" debe aplicarse a 4026.151 metros de tubería, sin embargo, este diámetro corresponde a una resistencia de 160 PSI, y este tipo de tubería sólo es recomendable hasta una carga de 90 m.c.a., y según los datos obtenidos de la topografía, al pasar de una longitud aproximada de 2376 metros (396 tubos) en la línea de conducción, la tubería de 160 PSI ya no es recomendable. Por lo tanto se hacen las correcciones necesarias, en este caso se calcula con tubería de 160 PSI hasta donde se permite y luego se volverán a calcular los diámetros y longitudes necesarias para tubería de distinta resistencia (250 PSI). Entonces primero se calcula la pérdida con la tubería de 160 PSI para una longitud de 2376 metros y la longitud a la que se le aplicará dicha pérdida:

$$hf_{real\ 1.754\ 160\ PSI} = \frac{1743.81141 * 2376 * 1.65^{1.85}}{1.754^{4.87} * 150^{1.85}} = 63.90 \text{ m.c.a.}$$

Entonces ahora se calcula la pérdida disponible para la tubería de 250 PSI y la longitud que queda:

$$hf = Hf - hf_{real\ 1.754160\ PSI} = 141.70 - 63.90 = 77.80 \text{ m.c.a. disponibles}$$

$$l = L - l_{1.754160\ PSI} = 4541.551 - 2376 = 2165.551$$

Calculando nuevamente el diámetro económico:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.81141 * 2165.551 * 1.65^{1.85}}{77.80 * 150^{1.85}}} = 1.652''$$

Se aproxima el diámetro obtenido y los dos más cercanos, quedan nuevamente los diámetros de 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub>" (diámetro real de 1.676" para PVC de 250 PSI), y el de 1<sup>1</sup>/<sub>4</sub>" (diámetro real de 1.464" para PVC de 250 PSI). Sustituyendo nuevamente en la fórmula original para verificar la pérdida de carga real si toda la conducción fuera de un solo determinado diámetro:

$$hf_{1.676\ 250\ PSI} = \frac{1743.81141 * 2165.551 * 1.65^{1.85}}{1.676^{4.87} * 150^{1.85}} = 72.68 \text{ m.c.a.}$$

$$hf_{1.464\ 250\ PSI} = \frac{1743.81141 * 2165.551 * 1.65^{1.85}}{1.464^{4.87} * 150^{1.85}} = 140.43 \text{ m.c.a.}$$

Haciendo relación de triángulos nuevamente:

$$L_2 = \frac{(77.80 - 72.68) * 2165.551}{140.43 - 72.68} = 160.45 \text{ m} \approx 26 \text{ tubos} \approx 156 \text{ m}$$

$$L_1 = 2165.551 - 156 = 2009.551 \text{ m} \approx 335 \text{ tubos} \approx 2010 \text{ m}$$

Verificando que la suma de las pérdidas para ambas longitudes cumpla con la pérdida disponible:

$$hf_{real\ 1.676\ 250\ PSI} = \frac{1743.81141 * 2010 * 1.65^{1.85}}{1.676^{4.87} * 150^{1.85}} = 67.46 \text{ m.c.a.}$$

$$hf_{real\ 1.464\ 250\ PSI} = \frac{1743.81141 * 156 * 1.65^{1.85}}{1.464^{4.87} * 150^{1.85}} = 10.11 \text{ m.c.a.}$$

$$hf_{real\ 1.676\ 250\ PSI} + hf_{real\ 1.464\ 250\ PSI} = 67.46 + 10.11 = 77.57, \text{ la verificación es correcta.}$$

Además la línea de conducción cuenta con válvulas de aires que como su nombre lo indica, sirven para evacuar el aire que pueda ingresar en dicha línea, ya que el aire forma un sello que evita que el agua circule. La localización de las válvulas de aire en el proyecto es en las estaciones: 0+467.30, 0+840.45, 1+599.80, 2+212.55, 3+253.25.

También se colocarán válvulas de limpieza para poder eliminar los sedimentos que puedan tapar la línea de conducción, esto sucede generalmente en las parte más baja de la línea de conducción y su localización en éste proyecto está en las siguientes estaciones: 0+385.50, 0+621.55, 1+119.10, 2+722.85.

### **3.4.2.2 Obras de arte**

Son obras accesorias que sirven para complementar el paso de la tubería y cumplen distintas funciones. Se les llama obras de arte por el trabajo que llevan en su elaboración. Los detalles constructivos y la localización en el

proyecto de las obras de arte que se utilizan están descritos en los planos incluidos en el anexo 1.

#### **3.4.2.2.1 Caja rompe-presión**

Como su nombre lo indica este accesorio sirve para que la presión estática y/o dinámica en un punto específico del tramo de conducción o distribución, se pueda volver a un valor de cero. En este caso se utiliza en la intersección de los 2 tramos de conducción (estación 4+758.80, donde se junta la tubería HG y la tubería PVC). Con la utilización de este accesorio en dicho punto, garantizamos que todo el tramo sobre la carretera será de PVC, pues las cargas dinámicas son soportadas por dicho material y el costo es más bajo.

#### **3.4.2.2.2 Pasos elevados**

Los pasos elevados son utilizados principalmente para poder pasar la tubería sobre accidentes geográficos especiales (barrancos, ríos, etc.). En este caso se utilizan para pasar sobre depresiones fuertes de terreno y ríos y se utilizan los que son elaborados mediante anclajes y cables. Sus localizaciones son en las estaciones 1+826.60, 3+684.00, 6+794.30, 8+908.25.

#### **3.4.2.2.3 Anclajes para tubería HG sobre el suelo**

Debido a que el tramo de la línea de conducción calculado con tubería HG no se puede enterrar, se estima la utilización de anclajes (cubos de concreto o mampostería), que funcionarán como cabezales en los extremos de los tubos. Estos anclajes ayudarán a que la tubería no se levante o se mueva de su lugar.

Si el peso estimado de cada tubo típico de HG utilizado para este proyecto es de aproximadamente 8.50 kg/m y cada tubo mide 6 metros, quiere decir que cada tubo pesa 51 kg. Entonces como se sugieren 2 anclajes por tubo, y que dichos anclajes se sostienen por su propio peso, quiere decir que cada anclaje debe tener un peso aproximado de 25.5 kg. Se parte de saber que el concreto pesa aproximadamente 2400kg/m<sup>3</sup>.

Haciendo una regla de 3 simple, se obtiene que el volumen aproximado de cada anclaje debe ser de 0.011 m<sup>3</sup>, además se toma en cuenta el volumen que perderá el anclaje por el espacio del tubo, se propone que cada anclaje tenga 0.25 m por lado, con esto se logra un volumen de 0.0156 m<sup>3</sup> y quitándole el volumen del tubo (0.0012 m<sup>3</sup>), aún quedan 0.014 m<sup>3</sup> (con un peso aproximado de 34.56 kg por cada anclaje). Los anclajes van de la estación 0+309.40 a la 4+758.80.

#### **3.4.2.2.4 Anclajes en paredón**

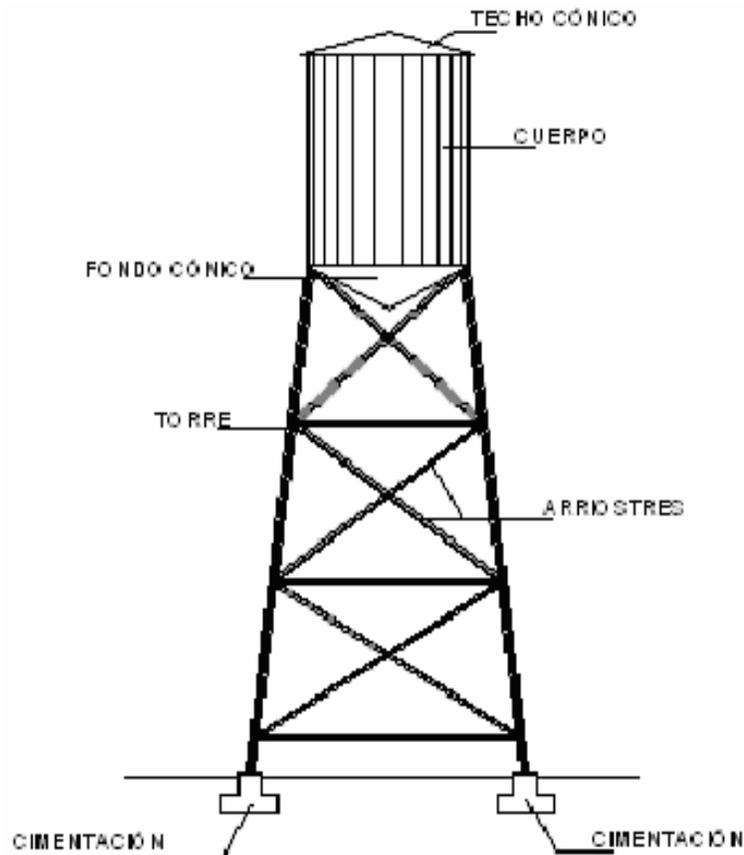
En una parte específica de la línea de conducción realizada con la tubería HG, se pasa sobre un río que no cuenta con playa en el extremo sino que esta delimitado por un paredón de aproximadamente 35 metros de altura donde debe pasar la tubería. Esta situación obliga a que la tubería deba sostenerse del paredón. Para solucionar dicha situación se opta por perforar agujeros en el paredón de al menos 1 metro e incrustar dos varillas de hierro de Ø 3/8 de pulgada, luego dichos agujeros serán rellenos con concreto, al cual se le agregará un aditivo especial para que se expanda al fraguar dentro del agujero. Posteriormente se colocará la tubería y se sostendrá con las varillas ancladas al concreto. Los anclajes en el paredón van de la estación 0+190.50 a la 0+309.40.

### 3.4.3 Tanque de distribución

Para el presente proyecto, como ya se ha mencionado, se estiman consumos bajos en demandas fuera del rango del caudal medio o del caudal de conducción, entonces para el cálculo del tanque de distribución se asume el valor mínimo que es del 25%. Su localización en el proyecto es en la estación 9+299.85 y sus especificaciones se presentan en los planos incluidos en el anexo 1, sus partes se muestran en la figura 2. Aplicando la fórmula:

$$Vol = 25\% * Q_c * \frac{86400}{1000} = 0.25 * 1.65 * \frac{86400}{1000} = 35.64 \text{ M}^3 \approx 36 \text{ M}^3$$

**Figura 2. Partes de un tanque elevado de acero**



### 3.4.4 Red de distribución

La red de distribución será cerrada y se utilizará tubería PVC de diámetro indicado de 160 PSI. Para el cálculo de la red de distribución se utilizará el programa de computación Loop (similar al método de aproximaciones de Hardy-Cross), el cual proporciona los datos principales de una red de distribución que son las presiones en cada nodo de la red de distribución y que servirán para verificar que las presiones de trabajo sean las adecuadas, tanto mínimas como máximas. El programa pide el ingreso de datos que se aproximan a partir de las necesidades específicas de cada sistema en tres tablas como las siguientes:

**Tabla III. Ingreso de elementos al programa de redes cerradas Loop**

| Elemento | Del nodo | Al nodo | Longitud (m) | Diámetro (mm) | Coef. C |
|----------|----------|---------|--------------|---------------|---------|
| 1        | 1        | 2       | 334.75       | 38.91         | 150     |
| 2        | 2        | 3       | 30.22        | 44.55         | 150     |
| 3        | 3        | 4       | 24.25        | 44.55         | 150     |
| 4        | 4        | 5       | 76.95        | 44.55         | 150     |
| 5        | 5        | 6       | 225.46       | 38.91         | 150     |
| 6        | 6        | 7       | 35.71        | 38.91         | 150     |
| 7        | 7        | 1       | 72.00        | 38.91         | 150     |
| 8        | 4        | 8       | 42.05        | 44.55         | 150     |
| 9        | 8        | 9       | 6.62         | 44.55         | 150     |
| 10       | 9        | 10      | 28.96        | 44.55         | 150     |
| 11       | 10       | 11      | 83.60        | 44.55         | 150     |
| 12       | 11       | 12      | 22.70        | 44.55         | 150     |
| 13       | 12       | 5       | 43.65        | 44.55         | 150     |
| 14       | 11       | 13      | 115.27       | 38.91         | 150     |
| 15       | 13       | 14      | 53.79        | 38.91         | 150     |
| 16       | 14       | 15      | 9.20         | 38.91         | 150     |
| 17       | 15       | 16      | 22.85        | 38.91         | 150     |
| 18       | 16       | 17      | 39.15        | 38.91         | 150     |
| 19       | 17       | 6       | 25.43        | 38.91         | 150     |

Donde:

- Elemento = Elemento número (tubería)  
Del nodo = Nodo inicial del elemento  
Al nodo = Nodo final del elemento  
Longitud = Longitud del elemento en m  
Diámetro = Diámetro del elemento en mm, para este caso 38.91 mm (PVC 1 1/4" 160 psi) y 44.55 mm (PVC 1 1/2 " 160 psi)  
Coef. C = Coeficiente de fricción que depende del material del tubo, en este caso 150

**Tabla IV. Ingreso de nodos al programa de redes cerradas Loop**

| Nodo | Demanda (l) | Altura (m) |
|------|-------------|------------|
| 1    | 0.1225      | 24.00      |
| 2    | 0.5207      | 33.25      |
| 3    | 0.0000      | 33.75      |
| 4    | 0.3063      | 34.10      |
| 5    | 0.1225      | 32.15      |
| 6    | 0.7350      | 24.00      |
| 7    | 0.0306      | 24.00      |
| 8    | 0.0919      | 33.70      |
| 9    | 0.0613      | 33.75      |
| 10   | 0.0306      | 33.50      |
| 11   | 0.0000      | 29.60      |
| 12   | 0.0000      | 30.80      |
| 13   | 0.3675      | 26.75      |
| 14   | 0.0919      | 25.75      |
| 15   | 0.0000      | 25.90      |
| 16   | 0.0306      | 25.40      |
| 17   | 0.0306      | 24.00      |

Donde:

- Nodo = Indica el punto de intersección de 2 elementos y es el referente para asumir los consumos por elemento
- Demanda = Es el consumo que se estima por elemento y que se coloca sobre el nodo, es único para cada elemento y no es acumulativo. Depende del número de casas del elemento.
- Altura = Es la altura relativa del nodo con respecto al sistema

La demanda fue estimada por medio del caudal de continuidad para cada elemento de la siguiente forma:

$$Q_{CONTINUIDAD} = Q_{UNITARIO} * n$$

Donde:

n = Número de casas en el tramo

$$Q_{UNITARIO} = \frac{Q_{DISTRIBUCIÓN}}{\text{Número de viviendas del proyecto}}$$

Según los datos obtenidos y los circuitos propuestos se obtiene para el proyecto de la comunidad Santa Teresita:

$$Q_{UNITARIO} = \frac{2.45}{80} = 0.030625 \approx 0.0306 \text{ l/s}$$

**Tabla V. Ingreso de puntos de alimentación de la red al programa de redes cerradas Loop**

| Nodo | Fix   |
|------|-------|
| 12   | 46.25 |

Donde:

Nodo = Indica el nodo que abastece a la red (pueden ser varios)

Fix = Es a altura relativa del nodo con respecto al sistema más la carga piezométrica inicial

Luego de correr el programa se obtiene la información sobre cada nodo, para este caso los resultados son:

| Nodo | Demanda (l) | Cota piezométrica (m.c.a.) |
|------|-------------|----------------------------|
| 1    | 0.1225      | 19.73                      |
| 2    | 0.5207      | 10.66                      |
| 3    | 0.0000      | 10.46                      |
| 4    | 0.3063      | 10.35                      |
| 5    | 0.1225      | 12.76                      |
| 6    | 0.7350      | 19.73                      |
| 7    | 0.0306      | 19.73                      |
| 8    | 0.0919      | 10.95                      |
| 9    | 0.0613      | 10.94                      |
| 10   | 0.0306      | 11.43                      |
| 11   | 0.0000      | 16.10                      |
| 12   | 0.0000      | 16.35                      |
| 13   | 0.3675      | 17.41                      |
| 14   | 0.0919      | 18.19                      |
| 15   | 0.0000      | 18.02                      |
| 16   | 0.0306      | 18.46                      |
| 17   | 0.0306      | 19.77                      |

Las presiones están dentro del rango, la verificación es correcta. Las conexiones domiciliarias serán con PVC 160 psi de diámetro  $\frac{3}{4}$ ".

A pesar de que según los análisis efectuados al agua, ésta no presenta niveles elevados de contaminación, se recomienda que se aplique al agua por

lo menos el tratamiento mínimo, que consta de una concentración de 0.1% de hipoclorito de calcio, y que deberá aplicarse a la entrada del tanque de distribución por medio de un clorinador. El clorinador será de tipo cloro gas, de recipiente tipo botella con un volumen de 68 litros, trabaja en forma automática por inyección (utiliza la propia presión del cilindro) y se conecta a la tubería por medio de un difusor que viene incluido en la compra del equipo. El clorinador será comprado e instalado al inicio del proyecto por medio del ejecutor del mismo y la comunidad tendrá únicamente el gasto de la compra del cloro gas. Se estima que según la población a servir, cada recipiente de cloro gas dure 4 meses para el presente proyecto, y su costo estimado es de Q 420.00, por lo tanto se tendrá un gasto mensual de Q 105.00. Además es necesario que el proyecto cuente por lo menos con una persona encargada de la supervisión y mantenimiento a partir de que el proyecto comience a funcionar. Se sugiere que las supervisiones se realicen cada 15 días y el mantenimiento cuando sea necesario (correctivo y eventual) y que el encargado cuente con un salario mensual de Q 160.00. Se necesita también un tesorero encargado del cobro y manejo de fondos de la tarifa del agua, y se recomienda que sea un miembro del comité comunitario y que reciba un sueldo de Q 200.00 y que además se prevean gastos por papelería de Q 80.00 mensuales. Sumando todos los gastos se tiene un costo de funcionamiento mensual de Q 545.00. Para poder cubrir las necesidades de la desinfección del agua y la operación y mantenimiento del proyecto, es necesario establecer una tarifa al servicio de agua en la comunidad para que el proyecto sea auto-sostenible. Se propone según la capacidad económica de la población y comparada con las tarifas que pagan las otras comunidades del municipio, una tarifa de Q 7.50 mensual (aproximadamente 1US\$ para julio de 2005). Con esta tarifa se podría contar mensualmente con un capital aproximado de Q 637.50 (85 viviendas), capital que deberá ser utilizado para funcionamiento y el resto (Q 92.50) deberá ser ahorrado para reparaciones y repuestos.

## **4. GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO**

Un drenaje es un medio por el cual se evacuan las aguas residuales o pluviales de una población por medio de un sistema de tuberías o canales hacia un cuerpo receptor.

### **4.1 Tipos de alcantarillado**

#### **4.1.1 Alcantarillado sanitario**

Es el encargado de evacuar las aguas residuales de una población, que pueden ser de tipo doméstico, comercial o industrial.

#### **4.1.2 Alcantarillado pluvial**

Este tipo de alcantarillado se encarga de evacuar el agua de lluvias. Preferiblemente debe evacuar no solamente las aguas domésticas sino también las de las calles de la población.

#### **4.1.3 Alcantarillado combinado**

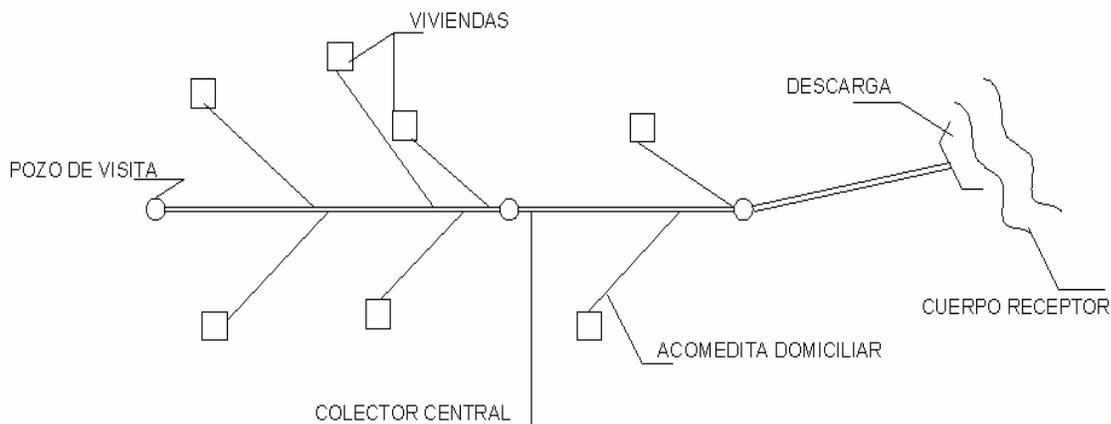
Es una combinación de los alcantarillados sanitario y pluvial, como su nombre lo indica es el encargado de evacuar todo tipo de aguas, tanto residuales (domiciliarias, comerciales e industriales) como pluviales. Debe calcularse con mucho cuidado debido a que debe cumplir con todos los requisitos de diseño, tanto en verano como en invierno, así también desde el

inicio de su servicio hasta el final de su tiempo de vida. Este sistema de alcantarillado no es recomendable.

## 4.2 Partes de un sistema de alcantarillado sanitario

Las partes básicas de un sistema de alcantarillado sanitario se muestran en la siguiente figura:

**Figura 3. Bosquejo en planta de un sistema de alcantarillado sanitario**



### 4.2.1 Colector central

Es la tubería central, ésta es la encargada principal de evacuar las aguas residuales de la población. Esta línea como todos los drenajes, se calcula como un canal abierto, esto quiere decir que se espera que siempre trabaje por gravedad y nunca a sección llena (no debe de sufrir presiones internas por parte de las aguas residuales). Existen distintos tipos de tuberías para su

utilización (PVC, concreto, de lámina corrugada, etc.), y la elección dependerá de los criterios que el diseñador crea convenientes.

#### **4.2.2 Pozos de visita**

Son construcciones que sirven para dar mantenimiento al sistema de alcantarillado. Mediante estas obras puede verificarse el funcionamiento del alcantarillado, realizar trabajos de limpieza, etc.

#### **4.2.3 Conexiones domiciliarias**

Esta parte es la encargada de conectar las unidades a servir (viviendas, comercios o industrias), con el colector central. Se divide en dos partes:

Candela: Esta parte es la que recibe directamente las aguas residuales de las unidades a servir. Su construcción se realiza generalmente con tubos de concreto no menores a 12" de diámetro, colocados verticalmente, impermeabilizados por dentro y provistos de tapadera.

Tubería secundaria: Esta tubería une la candela con el colector central, se recomienda que su diámetro no sea menor a 6" y con una pendiente mínima de 2%. La tubería secundaria debe formar un ángulo horizontal de 45 grados con el colector central.

#### **4.2.4 Desfogue final o punto de descarga**

Es el cuerpo receptor del sistema de alcantarillado y la parte final el mismo. Es un elemento variado según cada caso específico (ríos, lagos, quebradas, mares, etc.).

### **4.3 Tipos de tuberías utilizadas**

Existe diversidad de tuberías utilizadas en los sistemas de alcantarillados aunque principalmente son 2 las más comunes:

La de concreto ha disminuido su uso últimamente, pero todavía tiene ciertas ventajas como lo son su bajo costo, sus diámetros mayores y que puede colocarse a grandes profundidades. Por otra parte su tiempo de vida es más bajo y su coeficiente de rugosidad más alto.

La tubería de PVC, es la más utilizada actualmente, entre sus ventajas se encuentra su peso bajo, su mayor longitud, su bajo coeficiente de rugosidad y su larga vida útil. Sin embargo, aún posee desventajas como lo son sus diámetros pequeños y no poder utilizarse a ciertas profundidades. La tubería utilizada en sistemas de alcantarillado debe cumplir con la norma ASTM-3034.

### **4.4 Aspectos y especificaciones técnicas en el diseño de un sistema de drenaje sanitario**

#### **4.4.1 Diámetro de tuberías**

El diámetro mínimo para los colectores centrales será de 8" para las tuberías de concreto y de 6" para las tuberías de PVC. Esto se debe principalmente a razones de limpieza y para evitar la obstrucción de la tubería por cuerpos demasiado grandes. El diámetro puede crecer dependiendo las necesidades del sistema.

Para la tubería secundaria de la conexión domiciliar el diámetro mínimo será de 6".

#### 4.4.2 Pendientes, velocidades máximas y mínimas permitidas

Para un sistema de alcantarillado la pendiente recomendada es la del propio terreno, sin embargo, esto no siempre es posible o adecuado debido a que lo que realmente rige la pendiente de la tubería son factores propios del terreno y las necesidades del diseño, tanto en la recolección como en el lugar de desfogue. La pendiente del terreno debe proveer al final un sistema que trabaje como un canal abierto (por gravedad).

Las velocidades mínimas se establecen debido a que existen desechos que pueden estancarse en la tubería y crear sedimento, esto provocaría la obstrucción total o parcial de la tubería. Por ello las velocidades mínimas buscan poseer la suficiente fuerza en el flujo para evitar estancamientos. En los tramos iniciales con poco flujo generalmente no se cumplen las velocidades mínimas, para solucionar este problema se sugiere un aumento de pendiente y cuando esto no sea posible se recomienda que se agregue agua manualmente al sistema, mediante camiones cisternas en los sistemas de limpieza adecuados o en su defecto en los pozos de visita del tramo a limpiar.

Las velocidades máximas están restringidas debido a que una velocidad exagerada en la tubería puede ocasionar desgaste por partículas transportadas por las aguas negras en la parte inferior de dicha tubería (que es la que trabaja).

Por lo tanto existen límites de velocidades de diseño, los cuales son:

|      |   |                     |   |                                |
|------|---|---------------------|---|--------------------------------|
| 0.60 | ≤ | Velocidad de diseño | ≤ | 3 m/s para tubería de concreto |
| 0.40 | ≤ | Velocidad de diseño | ≤ | 4 m/s para tubería de PVC      |

#### **4.4.3 Profundidad de las tuberías**

No existe una limitación para la profundidad máxima de las tuberías debido a que esto dependerá de las condiciones del terreno, los requerimientos del diseño y la resistencia de la tubería.

Las profundidades mínimas están establecidas por factores que pueden dañar la tubería y pensando en aquellos accesorios que existen en las unidades a servir que están por debajo del nivel del predio a servir. La profundidad mínima debe ser medida desde el nivel del terreno hasta la parte superior de la tubería. Las profundidades mínimas son:

|                 |        |
|-----------------|--------|
| Tráfico liviano | 1.00 m |
| Tráfico pesado  | 1.20 m |

Con respecto a la excavación, se recomienda que la zanja provea una superficie adecuada de apoyo, firme y uniforme, libre de objetos puntiagudos. El ancho de la zanja deberá poseer como mínimo 0.10 m libre a cada lado de la tubería y deberá compactarse de forma adecuada (capas de 0.10 o 0.20 m), preferiblemente con materiales no arcillosos.

#### **4.4.4 Período de diseño**

Es el período durante el cual se estima que la obra dará un servicio satisfactorio a la población. Este período se cuenta a partir del inicio de funcionamiento de la obra. El período de diseño es determinado por varios factores como la vida útil de los materiales, los costos (tanto de construcción como de funcionamiento), la población (principalmente futura), etc. Según las normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acuerdos Rurales

(U.N.E.P.A.R), se recomiendan períodos de diseño de 20 a 30 años para las obras de tipo civil.

#### **4.4.5 Población de diseño**

La población de diseño es aquella que utilizará los servicios del proyecto al final de su período de diseño, en otras palabras es la población máxima con la cual se debe calcular el proyecto. La población futura varía de distintas formas en cada región, depende de la natalidad, la mortalidad, la migración, factores sociales y económicos, etc. Es por ello que en Guatemala se utiliza generalmente para el cálculo de las poblaciones futuras la tasa de crecimiento poblacional, proporcionada por los distintos censos elaborados en el país. Cuando no se tiene el dato exacto de la comunidad a la que se sirve, se utiliza en del municipio o el del departamento. Es importante recalcar que nunca se debe utilizar una tasa de crecimiento negativo. El método más utilizado en Guatemala es el método geométrico.

#### **4.4.6 Método geométrico**

Los componentes de este método son:

4. Datos sobre la población actual
5. Tasa del crecimiento poblacional
6. Período de diseño

Para la estimación de la población futura mediante este método se utiliza la siguiente ecuación:

$$Pf = Po * (1 + r)^n$$

Donde:

|    |   |  |
|----|---|--|
| Pf | = | Población futura al final del período de diseño (habitantes) |
| Po | = | Población inicial del período de diseño (habitantes)         |
| r  | = | Tasa de crecimiento anual (%)                                |
| n  | = | Período de diseño (años)                                     |

Cuanto no se tiene un censo exacto de la comunidad a servir, se puede hacer un promedio de la población actual mediante el número de viviendas que posea la comunidad. En esta relación se le asigna un número de habitantes a cada vivienda, no siendo éste menor a 5 habitantes por vivienda.

#### 4.4.7 Factor de Hardmond

Es el valor estadístico que representa la probabilidad de que varios artefactos sanitarios en los predios a servir se estén utilizando simultáneamente. Esta representado por la ecuación siguiente:

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

Donde P es la población acumulada en miles de habitantes. El factor de Hardmond no es constante para todo el sistema de alcantarillado debido a que varía según la población acumulada, por lo tanto variará para cada tramo.

#### 4.4.8 Caudal de diseño

El caudal de diseño no es más que el caudal sanitario, su cálculo está afectado por el clima, los servicios, capacidad económica de la población a servir. Para dicho cálculo deben tomarse en cuenta varios factores que pueden variar según la época del año (verano e invierno). El caudal sanitario viene dado por:

$$Q_{SANITARIO\ VERANO} = Q_{DOM} + Q_{COM} + Q_{IND} + Q_{CI}$$
$$Q_{SANITARIO\ INVIERNO} = Q_{DOM} + Q_{COM} + Q_{IND} + Q_{CI} + Q_{INF}$$

Donde:

|                 |   |  |
|-----------------|---|--|
| $Q_{SANITARIO}$ | = | Caudal sanitario total (verano o invierno) |
| $Q_{DOM}$       | = | Caudal domiciliar                          |
| $Q_{IND}$       | = | Caudal industrial                          |
| $Q_{COM}$       | = | Caudal comercial                           |
| $Q_{CI}$        | = | Caudal de conexiones ilícitas              |
| $Q_{INF}$       | = | Caudal de infiltración                     |

#### Caudal domiciliar ( $Q_{DOM}$ )

Es el producto de las aguas desechadas por las viviendas debido a las distintas actividades domiciliarias (limpieza, cocción de alimentos, etc.). Depende principalmente de la dotación de agua potable asignada a la población a servir, viene dado por la siguiente ecuación:

$$Q_{DOM} = \frac{No.habitantes * Dotación * Factor de retorno}{86400}, \text{ en l/s}$$

Cuando no se sabe con certeza la dotación asignada a la población a servir, se puede asumir un valor aproximado en base al tipo de clima, el tipo de comunidad, densidad de vivienda, nivel económico, etc.

### **Caudal comercial ( $Q_{COM}$ )**

Como su nombre lo indica, corresponde al caudal proporcionado por los distintos tipos de comercios que existen en la comunidad a servir. La dotación de cada comercio se calcula aproximadamente de 600 a 3000 litros/comercio/día. Para el cálculo de los caudales comerciales no se toma en cuenta el factor de retorno. El caudal comercial viene dado por la siguiente ecuación:

$$Q_{COM} = \frac{\text{No. de comercios} * \text{Dotación}}{86400}, \text{ en l/s}$$

### **Caudal industrial ( $Q_{IND}$ )**

Este caudal varía dependiendo el tipo de industria a servir. Si no se tiene el valor de la dotación asignada a dicha industria se puede asumir un valor que varía de 16000 a 18000 litros/industria/día. Para el cálculo de este tipo de caudal tampoco se aplica el factor de retorno y su valor viene dado por la siguiente ecuación:

$$Q_{IND} = \frac{\text{No. de industrias} * \text{Dotación}}{86400}, \text{ en l/s}$$

## Caudal de conexiones ilícitas ( $Q_{CI}$ )

Este término se refiere tanto a las conexiones propiamente ilícitas como a las producidas en invierno por las conexiones incorrectas de bajadas de techos, patios, escorrentías superficiales, etc. Existen diversidad de formas de tomar un valor para este caudal aunque las más aplicadas son 2:

El método racional aplica una ecuación en la cual la variante es un porcentaje de las conexiones ilícitas domiciliarias que varía de 0.5 a 2.5% y viene dado por la siguiente ecuación:

$$Q_{CI} = \left[ \frac{CIA * 1000}{360} \right] * \%Viviendas, \text{ en l/s}$$

Donde:

- C = Coeficiente de escorrentía
- I = Intensidad de lluvia en mm/hora
- A = Área de techos y patios posibles de conectar ilícitamente en hectáreas
- %Viviendas = Porcentaje estimado de viviendas que se pueden conectar ilícitamente

El otro criterio que es más práctico, es utilizado por las normas de la UNEPAR, y asume que el  $Q_{CI} = 10\% Q_{DOM}$ .

Después de tener todos los valores que conforman el caudal sanitario se puede calcular el factor de caudal medio (fqm), que viene dado de siguiente ecuación:

$$f_{qm} = \frac{Q_{SANITARIO}}{No. habi tan tes}$$

Al igual que otros datos, el  $f_{qm}$  posee valores mínimos y máximos y como se sobreentiende si su cálculo particular proporciona un valor fuera del rango, se debe utilizar el máximo o mínimo según sea el caso. El rango del  $f_{qm}$  es:

$$0.002 \leq f_{qm} \leq 0.005$$

#### 4.4.9 Cálculo de cotas invert

Se llama cota invert a la parte inferior interior de la tubería. Su cálculo es importante porque es una forma de asegurarse en el campo que la tubería está colocada correctamente. Sobre el terreno en los tramos iniciales, finales y la entrada a pozos de visita, la cota invert viene dada por:

$$Cota\ invert = h_{TRÁFICO} + t + D$$

Donde:

- $h_{TRÁFICO}$  = Profundidad de tráfico, establecido por la profundidad mínima de la tubería y la pendiente.
- $t$  = Espesor de las paredes de la tubería
- $D$  = Diámetro interior de la tubería

Para el cálculo de las cotas invert de salida de los pozos de visita, existen 2 casos específicos que determinan dichas cotas de salida:

- 1 Cuando a un pozo de visita llega una o varias tuberías de igual diámetro al de la tubería de salida, la cota invert de salida debe ser como mínimo 0.03 m por debajo de la cota invert más baja de las tuberías que llegan.
- 2 Cuando a un pozo de visita llega una o varias tuberías de distinto diámetro y sale una de distinto diámetro o igual a alguna de las de entrada, la cota invert de salida debe ser como mínimo:
  - a. 0.03 m debajo de la cota invert más baja de las tuberías de entrada
  - b. La diferencia de diámetros entre la tubería más pequeña entrante y la saliente

#### **4.5 Principios hidráulicos**

Como ya se ha mencionado anteriormente, los sistemas de alcantarillado se calculan como canales abiertos, por lo tanto se esperan que se muevan por efecto de la gravedad y que no sufran otra presión que la atmosférica (Pa), sin embargo, debido a que el canal se encuentra cerrado puede ocasionar presiones por parte de gases pero se consideran despreciables.

##### **4.5.1 Ecuación de Manning para flujo de canales**

Es la ecuación más utilizada para el cálculo de velocidades en canales (tanto abiertos como cerrados), además puede utilizarse para calcular velocidades a sección llena o sección parcialmente llena. Está dada por la siguiente expresión:

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

Donde:

V = Velocidad del flujo en m/s

n = Coeficiente de rugosidad que depende del material de la tubería

R = Radio hidráulico

S = Pendiente de la tubería

Algunos valores de los coeficientes de rugosidad más utilizados están indicados en la siguiente tabla:

**TABLA VI. Coeficientes de rugosidad para canales**

| Material                              | n     |
|---------------------------------------|-------|
| Tubería de PVC                        | 0.010 |
| Tubería de cemento                    | 0.013 |
| Tubería de metal corrugado            | 0.021 |
| Tubería de asbesto-cemento            | 0.011 |
| Canales de ladrillo sin revestimiento | 0.015 |
| Canales de piedra sin revestimiento   | 0.030 |

El radio hidráulico es la relación que existe entre el área que ocupa el flujo en la sección del canal y el perímetro del canal que dicha área moja:

$$R = \frac{A}{P}$$

Donde:

A = Área mojada en m<sup>2</sup>

P = Perímetro mojado en m

Cuando se trata de secciones circulares llenas,  $R = D/4$ , donde D es el diámetro de la tubería en metros.

#### 4.5.2 Elementos hidráulicos de una alcantarilla de sección transversal circular

Aunque los sistemas de alcantarillado trabajan como un canal abierto, se sabe que son cerrados, esto proporciona restricciones para su diseño en cuanto a lo que se refiere a su velocidad, su área mojada, su perímetro mojado y su tirante (parte del diámetro en posición vertical que es ocupado por caudal de aguas negras).

Para calcular estas restricciones existe diversidad de fórmulas que son generalmente grandes y un poco complicadas, por ello se recomienda el uso de tablas apoyadas en los conocimientos aportadas por parte de las ecuaciones de canales a sección llena. Partiendo de calcular la velocidad del flujo de aguas negras a sección llena por medio de la ecuación de Manning y posteriormente el caudal a sección llena mediante la siguiente ecuación:

$$Q = V * A , \text{ donde } A \text{ es el área de la sección total de la tubería.}$$

Posteriormente se realizan 3 relaciones en cuanto a sección llena y sección parcialmente llena:

$$\frac{q}{Q} ; \quad \frac{d}{D} ; \quad \frac{v}{V}$$

Donde:

- q = Caudal que transporta la tubería a sección parcialmente llena  
(caudal acumulado en cada tramo = caudal sanitario de diseño)
- Q = Caudal que es capaz de transportar la tubería a sección llena
- d = Tirante que ocupa el caudal transportado por la tubería a sección

- parcialmente llena (tirante del caudal sanitario)
- D = Diámetro de la tubería
- v = Velocidad del caudal transportado por la tubería a sección parcialmente llena (velocidad de diseño)
- V = Velocidad del caudal a sección llena

Ya que se sabe q y Q, se hace su relación y se busca el resultado aproximado en una tabla como la siguiente:

**Tabla VII. Relaciones de elementos hidráulicos para una alcantarilla de sección transversal circular**

| d/D    | a/A     | v/V   | q/Q      |
|--------|---------|-------|----------|
| 0.0975 | 0.05011 | 0.393 | 0.019693 |
| 0.1000 | 0.05204 | 0.401 | 0.020868 |

Al obtener los valores de d/D y v/V en la tabla, se puede despejar d y v que son los valores de diseño y calcularlos de la siguiente forma:

$$d = D * \text{Valor de la tabla}_{d/D} \quad v = V * \text{Valor de la tabla}_{v/V}$$

Luego de obtener todos estos datos se pueden verificar las restricciones de diseño:

- 1  $q_{\text{diseño}} < Q_{\text{sección llena}}$
- 2  $0.60 \leq \text{Velocidad de diseño (v)} \leq 3 \text{ m/s (T.C)}$   
 $0.40 \leq \text{Velocidad de diseño (v)} \leq 4 \text{ m/s (PVC)}$
- 3  $0.10 \leq d/D \leq 0.75$

## **4.6 Pozos de visita**

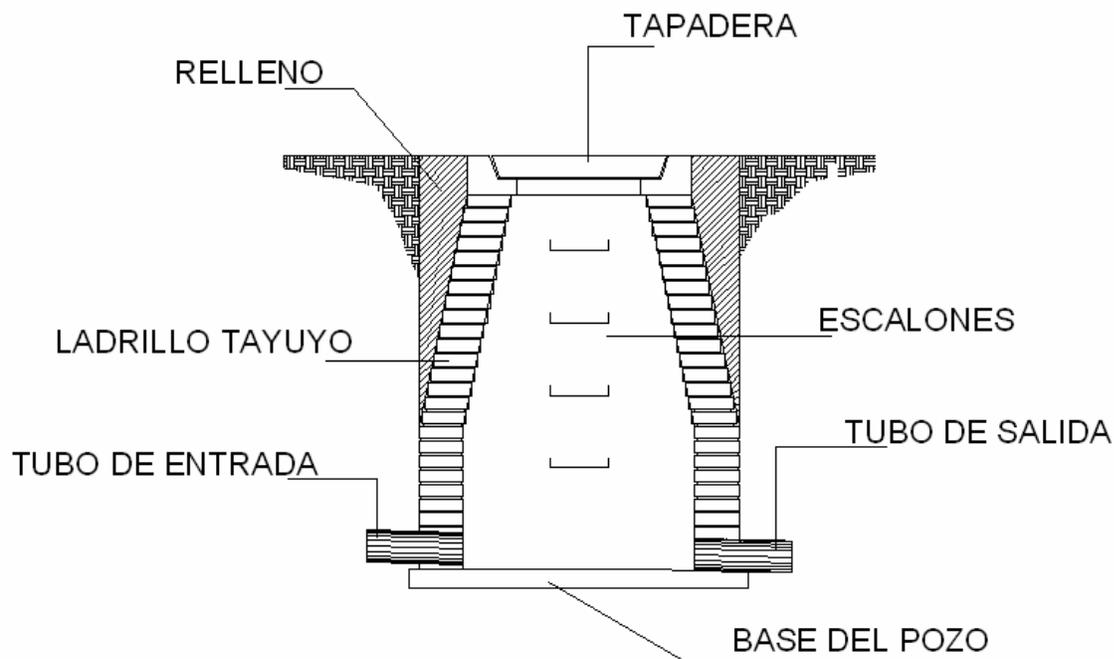
### **4.6.1 Partes de un pozo de visita**

Consta de un ingreso circular que oscila generalmente entre 0.80 y 0.90 m de diámetro (espacio necesario para que entre una persona), la tapadera del ingreso es de concreto reforzado y descansa sobre un brocal también de concreto reforzado. En la tapadera suele ir escrito el número del pozo. Los pozos de visita tienen una parte cónica y otra cilíndrica, la parte cónica comienza en el ingreso y tiene una profundidad que oscila de 0.90 a 1.20 m y terminan en la parte cilíndrica. La profundidad o altura de la parte cilíndrica es variable pues depende de la profundidad de las cotas invert de las tuberías del colector central.

Las paredes de los pozos de visita son construidas generalmente con ladrillo tuyo cuando no son muy profundos y de concreto cuando son muy profundos. Las paredes deben estar impermeabilizadas, proceso que se realiza generalmente con mortero de repello más mortero de cernido. La base del pozo es hecha generalmente de concreto y con una pequeña pendiente hacia la tubería de salida para mantener la continuidad. Los pozos cuentan con escalones para facilitar la revisión y limpieza tanto del pozo como del sistema, dichos escalones son generalmente varillas de hierro dobladas y empotradas entre las juntas de los ladrillos.

Cuando por la topografía del terreno se tiene un cambio brusco de profundidad en los pozos en cuanto a las tuberías de entrada y las de salida se puede disipar energía mediante planchas escalonadas (escalones), que sirvan como disipadores de energía. Las partes básicas de un pozo de visita se muestran en la figura 4:

**Figura 4. Corte típico de un pozo de visita**



#### **4.6.2 Especificaciones para la colocación de un pozo de visita**

Éstas se refieren a la colocación de los pozos de visita en los sistemas de alcantarillado, las cuales establecen que los pozos deben colocarse para los siguientes casos:

- a) Al inicio de todo colector
- b) En las intersecciones de dos o más colectores
- c) En todo cambio de diámetro de colector
- d) En donde exista cambio de pendiente
- e) Donde exista cambio de dirección horizontal
- f) No debe existir distancias mayores a 100 m entre pozos
- g) Deben colocarse pozos de tal forma que no quede tubería a flor de tierra

#### **4.6.3 Profundidad de los pozos de visita**

La profundidad de un pozo de visita viene dada por la cota invert de salida y se calcula de la siguiente forma:

$$h_{pv} = \text{Cota de terreno} - \text{Cota invert de salida} + 0.10m$$

Donde los 0.10 m son la base del pozo.

#### **4.6.4 Sistema de limpieza**

Son instalados generalmente en los tramos iniciales debido a que la velocidad del diseño no cumple con las velocidades mínimas establecidas (ocasionado por el poco caudal acumulado). Su función es proporcionar una entrada al sistema para poder agregar agua en forma manual (generalmente mediante camiones cisternas) para que se evite la sedimentación de los sólidos transportados por las aguas negras.



## **5. DISEÑO DE DERENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA ESPERANZA 2**

### **5.1 Descripción del proyecto**

En términos generales se puede decir que el drenaje a diseñarse en el Barrio La Esperanza 2 del municipio de Patulul, departamento de Suchitepéquez, es un drenaje típico. Los ramales del colector principal y la ubicación de los pozos de visita están definidos por las calles de la comunidad.

En cuanto al sentido de la tubería, éste está definido por el sitio que fue designado como punto de descarga y por lo tanto en algunos casos la tubería seguirá la pendiente del terreno y en otros casos irá en contrapendiente. La tubería a utilizar será de PVC que cumpla con la norma ASTM 3034.

Los paredes de los pozos de visita serán de ladrillo tayuyo y recubiertas con repello y cernido. El brocal de ingreso, la tapadera y la base de los pozos serán de concreto. La profundidad de los pozos estará definida por las cotas invert de llegada y salida.

En algunos casos la pendiente de la tubería será pequeña, esto se hará para evitar las profundidades excesivas de la tubería y además para asegurar que el nivel de la tubería cumpla al final del proyecto (en el punto de desfogue), ya que el drenaje debe trabajar por gravedad.

El punto de desfogue será un riachuelo que corre a un costado de la comunidad y que por su ubicación es el punto adecuado de descarga, ya que se encuentra en el punto más bajo de la comunidad. Actualmente el desfogue

contará únicamente con el cabezal de salida y será de tipo libre, aunque en la elaboración de la topografía se tiene estimado el área adecuada en cuanto a tamaño y a ubicación de la planta de tratamiento.

## 5.2 Bases de diseño

Para la elaboración del estudio de drenaje del Barrio La Esperanza 2 se tomaron las siguientes bases:

|                    |  |
|--------------------|--|
| Período de diseño  | 21 años, considerando 1 año para la ejecución del proyecto           |
| Población actual   | 572 personas, estimadas en 5.5 personas por vivienda (104 viviendas) |
| Tipo de tubería    | PVC para drenaje, norma ASTM 3034, diámetro mínimo de 6"             |
| Dotación           | Se asume una dotación de 90 l/h/d                                    |
| Cota invert mínima | 1.00 metro, se estima un tráfico liviano                             |
| Velocidades        | $0.40 \leq$ Velocidad de diseño $\leq$ 4 m/s                         |
| Factor de retorno  | 0.90 estimado  |

### 5.3 Cálculo del sistema

#### 5.3.1 Cálculo de la población futura

Para el cálculo de la población futura se utilizó el método geométrico, basándose en los datos obtenidos de los últimos censos.

|   |                   |
|---|-------------------|
| Población de Patulul en abril de 1994     | 21,274 habitantes |
| Población de Patulul en noviembre de 2002 | 29,834 habitantes |

Mediante estos datos se puede calcular la tasa de crecimiento de la siguiente forma:

$$Pf = Po * (1 + r)^n$$

$n = 8$  años (tiempo entre 1994 y 2002) + 214 días (tiempo entre abril y noviembre). Entonces:

$$n = 8 + \frac{214}{365} = 8.5863 \text{ años}$$

Entonces, se puede sustituir datos en la fórmula de población y se tiene:

$$29834 = 21274 (1 + r)^{8.5863} ; \text{ despejando } r \text{ se obtiene:}$$

$$r = 0.0401698$$

$r \approx 4.017\%$  de crecimiento poblacional anual.

Utilizando entonces los datos anteriores se puede calcular la población futura dentro de 21 años:

$$Pf = 572 * (1 + 0.04017)^{21} ; \text{operando obtenemos:}$$

Pf = 1308 habitantes dentro de 21 años (población para el año 2026).

## **5.4 Diseño general de la red de alcantarillado**

### **5.4.1 Cálculo de un tramo típico**

A continuación se calcula un tramo típico del drenaje, debido a que todos los otros tramos se calculan de manera similar y las variantes que puedan existir se indicarán adecuadamente. Todos los detalles y especificaciones especiales se encuentran en los planos incluidos en el anexo 2. Se utilizará como ejemplo el tramo inicial que va del pozo de visita 1 al pozo de visita 2.

Debido a que la población a servir no cuenta con industrias ni comercios los caudales respectivos de éstos elementos no existen y no son tomados en cuenta para el cálculo del drenaje. Además los caudales ilícitos y de infiltración para éste proyecto en particular son muy bajos y se consideran despreciables, por lo tanto, tampoco se toman en cuenta para el cálculo del drenaje.

### **Paso 1**

Con los datos obtenidos en la topografía se obtienen las cotas de terreno donde se localizarán los pozos antes mencionados (1 y 2). Con estos datos se puede calcular la pendiente natural del terreno de la siguiente forma:

$$\% \text{Pendiente de terreno} = \frac{\text{Cota de terreno inicial} - \text{Cota de terreno final}}{\text{Distancia horizontal entre pozos}} * 100$$

Sustituyendo los datos del proyecto se obtiene:

$$\% \text{Pendiente de terreno} = \frac{113.022 - 109.738}{31.625} * 100 = 10.38\%$$

Si se obtuviera un dato con signo negativo indicaría que el terreno está en contrapendiente según el sentido asignado a la tubería.

## Paso 2

Luego se calcula el caudal sanitario que circulará por el tramo, tanto actual como futuro, esto se logra al calcular los habitantes que tiene el tramo, tomando como base el número de casas que existen en el tramo. En este caso existen 2 casas y aplicando el factor de número de habitantes estimado por vivienda de 5.5 se obtiene un total de 11 habitantes en población actual. Para obtener los habitantes futuros del tramo se aplica la ecuación de población futura a los habitantes actuales y se obtiene un total de 25 para este tramo. Hay que recalcar que el caudal es acumulativo y que en este caso el tramo analizado es inicial por lo tanto no se suman más habitantes, pero si fuera un tramo no inicial se debe sumar al tramo analizado los habitantes (actuales y futuros) que en forma acumulativa lleguen a dicho tramo. Con estos datos se obtiene el caudal sanitario de la siguiente forma:

$$Q_{\text{SANITARIO}} = \frac{\text{No. habitantes} * \text{Dotación} * \text{Factor de retorno}}{86400}, \text{ sustituyendo:}$$

$$Q_{\text{SANITARIO ACTUAL}} = \frac{11 * 90 * 0.90}{86400} = 0.01031$$

Con este dato se verifica el factor del caudal medio (fqm) que debe estar entre 0.002 y 0.005.

$$fqm = \frac{Q_{\text{SANITARIO}}}{\text{No. habitantes}} = \frac{0.01031}{11} = 0.0009375, \text{ no cumple}$$

Como el fqm no cumple (es muy pequeño) se toma el valor mínimo de 0.002, y con este se calcula el caudal de medio de la siguiente forma:

$$Q_{\text{MEDIO ACTUAL}} = fqm * \text{No. habitantes} = 0.002 * 11 = 0.022 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{MEDIO FUTURO}} = 0.002 * 25 = 0.05 \text{ l/s}$$

Si el fqm hubiera cumplido inicialmente se aplica en forma directa para calcular el caudal medio.

### Paso 3

Luego de saber el caudal medio se calcula el factor de Hardmond (FH, también llamado factor de flujo). Este factor debe calcularse para los habitantes actuales y futuros. Entonces para este tramo se tiene:

$$FH_{\text{ACTUAL}} = \frac{18 + \sqrt{11/1000}}{4 + \sqrt{11/1000}} = 4.4105$$

$$FH_{FUTURO} = \frac{18 + \sqrt{25/1000}}{4 + \sqrt{25/1000}} = 4.3669$$

#### Paso 4

Después de calcular el FH, se calculan los caudales máximos tanto actuales como futuros que podrían existir en el tramo:

$$Q_{MÁXIMO} = Q_{MEDIO} * FH \text{ , sustituyendo y operando se obtiene:}$$

$$Q_{MÁXIMO ACTUAL} = 0.097 \text{ l/s}$$

$$Q_{MÁXIMO FUTURO} = 0.218 \text{ l/s}$$

#### Paso 5

Se calcula la velocidad de la tubería a sección llena mediante la ecuación de Manning. Para esta ecuación se utiliza en primer lugar la pendiente del terreno (ya que en este caso dio positiva) y el diámetro de tubería mínimo que es de 6" para PVC (coeficiente de rugosidad de 0.01). Los datos se ingresan en metros y entonces se tiene:

$$V = \frac{1}{0.01} * \left( \frac{0.1524}{4} \right)^{2/3} 0.1039^{1/2} = 3.65 \text{ m/s}$$

#### Paso 6

Ya que se tiene la velocidad a sección llena, se puede calcular el caudal a sección llena de la siguiente forma:

$$Q = V * A = 3.65 * \left( \pi * \left( \frac{0.1524}{2} \right)^2 \right) = 0.06658 \text{ m}^3/\text{s} = 66.58 \text{ l/s}$$

### Paso 7

Luego de obtener el caudal a sección llena, se hace una relación del caudal máximo con el de sección llena  $q/Q$  tanto actual y futuro. Entonces:

$$\frac{q_{ACTUAL M\acute{A}XIMO}}{Q} = \frac{0.097}{66.58} = 0.0014$$

$$\frac{q_{FUTURO M\acute{A}XIMO}}{Q} = \frac{0.218}{66.58} = 0.0033$$

### Paso 8

Con las relaciones de caudales obtenidas, se buscan sus valores en las tablas de elementos hidráulicos de una alcantarilla de sección transversal circular y se puede encontrar los valores de las relaciones de tirante ( $d/D$ ), área ( $a/A$ ) y velocidad ( $v/V$ ). Según los valores obtenidos de la relación  $q/Q$  se obtiene:

Para los habitantes actuales:

$$d/D = 0.0275$$

$$a/A = 0.00768$$

$$v/V = 0.174$$

Entonces se despejan y sustituyen valores en la relación de velocidad ( $v/V$ ) que es la que más importa:

$$v = 0.174 * 3.65 = 0.64 \text{ m/s, se encuentra en el rango}$$

Para los habitantes futuros:

$$d/D = 0.0425$$

$$a/A = 0.01468$$

$$v/V = 0.23$$

$$v = 0.23 * 3.65 = 0.84 \text{ m/s, se encuentra en el rango}$$

Si la velocidad no se encontrara en el rango adecuado se puede disminuir o aumentar tanto la pendiente como el diámetro de la tubería. Sin embargo, en los tramos iniciales la velocidad generalmente es pequeña y no esta en el rango, en este caso se recomienda que se agregue agua manualmente al sistema en los pozos iniciales. Sucede en este caso que la relación  $d/D$  no cumple, pero por tratarse de un tramo inicial con poco caudal se deja de esta manera ya que la velocidad, que es lo principal, si cumple.

## **Paso 9**

Ahora se calculan las cotas invert, las cuales servirán para la excavación:

$$Cota \text{ invert inicial} = Cota \text{ de terreno inicial} - profundidad \text{ mínima} - sección \text{ de tubería}$$

$$Cota \text{ invert inicial} = 113.022 - 1.00 - 0.16 = 111.862$$

$Cota\ invert\ final = Cota\ invert\ inicial - (pendiente\ de\ tubería * distancia\ horizontal)$

$$Cota\ invert\ final = 111.862 - (0.1038 * 31.625) = 108.581$$

## Paso 10

Finalmente se calcula la profundidad de los pozos de visita. En este caso se tiene un tramo inicial por lo tanto en el pozo inicial (pozo de visita 1) no se incluyen cotas invert de salida ya que sólo posee una tubería. Para el pozo final (pozo de visita 2), se asumirá que ya se ha calculado la tubería del tramo siguiente y que también será de 6", entonces la profundidad del pozo cuando llega no será la misma de salida, ya que en la de salida según las normas se debe dejar una cota invert por lo menos 3 cms. más abajo que la de llegada, debido a que son tuberías del mismo diámetro, por lo tanto se toma la profundidad mayor. Entonces:

Para el pozo inicial (pozo de visita 1):

$$Profundidad\ del\ pozo\ inicial = Cota\ de\ terreno - Cota\ invert + 0.10$$

$$Profundidad\ del\ pozo\ inicial = 113.022 - 111.865 + 0.10 = 1.257\ m$$

Para el pozo final (pozo de visita 2):

$$Profundidad\ del\ pozo\ final\ de\ llegada = Cota\ de\ terreno - Cota\ invert\ llegada + 0.10$$

$$Profundidad\ del\ pozo\ final\ de\ llegada = 109.738 - 108.581 + 0.10 = 1.257\ m$$

$$Profundidad\ del\ pozo\ final\ de\ salida = Cota\ de\ terreno - Cota\ invert\ salida + 0.10$$

$$Profundidad\ del\ pozo\ final\ de\ salida = 109.738 - (108.581 - 0.03) + 0.10 = 1.287\ m$$

## **Paso 11**

Por último, se repiten todas las operaciones para los tramos siguientes, únicamente se debe tener cuidado con los tramos iniciales y con los que tendrán caudales acumulativos. Para mayor facilidad se pueden tabular los datos en una hoja de cálculo que fue como se calculó el sistema del Barrio La Esperanza 2.



## **6. IMPACTO AMBIENTAL**

### **6.1 Definición de impacto ambiental**

Se dice que hay impacto ambiental cuando una acción o actividad produce una alteración, favorable o desfavorable, en el medio o en alguno de los componentes del medio. Esta acción puede ser un proyecto de ingeniería, un programa, un plan, una ley o una disposición administrativa con implicaciones ambientales.

### **6.2 Instrumentos de evaluación ambiental**

Son los documentos técnicos en los cuales se establecen los procedimientos ordenados que permiten realizar una identificación y evaluación sistemática de los impactos ambientales de un proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad, desde su planificación, su ejecución, operación y abandono, y que permiten formular las respectivas medidas de mitigación.

#### **6.2.1 Evaluación ambiental inicial**

Para efectos de poder determinar si un proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad, por sus características, puede producir deterioro a los recursos naturales, renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional y, por lo tanto, requiere de un estudio de evaluación de impacto ambiental u otro instrumento de evaluación ambiental, se llevará a cabo la evaluación ambiental inicial. La evaluación ambiental inicial considerará el significado del impacto ambiental, su localización con respecto a áreas ambientalmente frágiles y áreas

con planificación territorial, con el objeto de determinar, como resultado del análisis realizado, el tipo y características del estudio de evaluación de impacto ambiental u otro instrumento de evaluación ambiental que corresponderá el proyecto, obra, industria o actividad relacionada. De la evaluación ambiental inicial surgirá la recomendación relativa al tipo de evaluación ambiental que deberá realizar el proponente o, en su caso, determinar que éste resulta innecesario. La información básica necesaria para que la Dirección General de Gestión Ambiental y Recursos Naturales pueda revisar y analizar cada caso, deberá ser recabada y proporcionada por el proponente. Su secuencia se muestra en el cuadro sinóptico de la figura no. 5.

### **6.2.2 Estudio de evaluación de impacto ambiental**

Es el documento técnico que permite identificar y predecir los efectos sobre el ambiente que ejercerá un proyecto, obra, industria o cualquier actividad determinada y describe, además, las medidas para evitar, reducir, corregir, compensar y controlar los impactos adversos. Es un proceso de toma de decisiones y constituye el instrumento de planificación que proporciona un análisis temático preventivo reproducible e interdisciplinario de los efectos potenciales de una acción propuesta y sus alternativas prácticas en los atributos físicos, biológicos, culturales y socioeconómicos de un área geográfica determinada. Es un proceso cuya cobertura, profundidad y tipo de análisis depende del proyecto propuesto. Evalúa los potenciales riesgos e impactos ambientales en su área de influencia e identifica vías para mejorar su diseño e implementación para prevenir, minimizar, mitigar o compensar impactos ambientales adversos y potenciar sus impactos positivos.

### **6.2.3 Evaluación ambiental estratégica**

Consiste en un proceso de evaluación ambiental aplicado a políticas y planes nacionales y gubernamentales así como a proyectos de trascendencia transnacional que impliquen la generación de patrones de desarrollo económico-social con impactos ambientales en sus áreas de influencia.

### **6.2.4 Evaluación de impacto social**

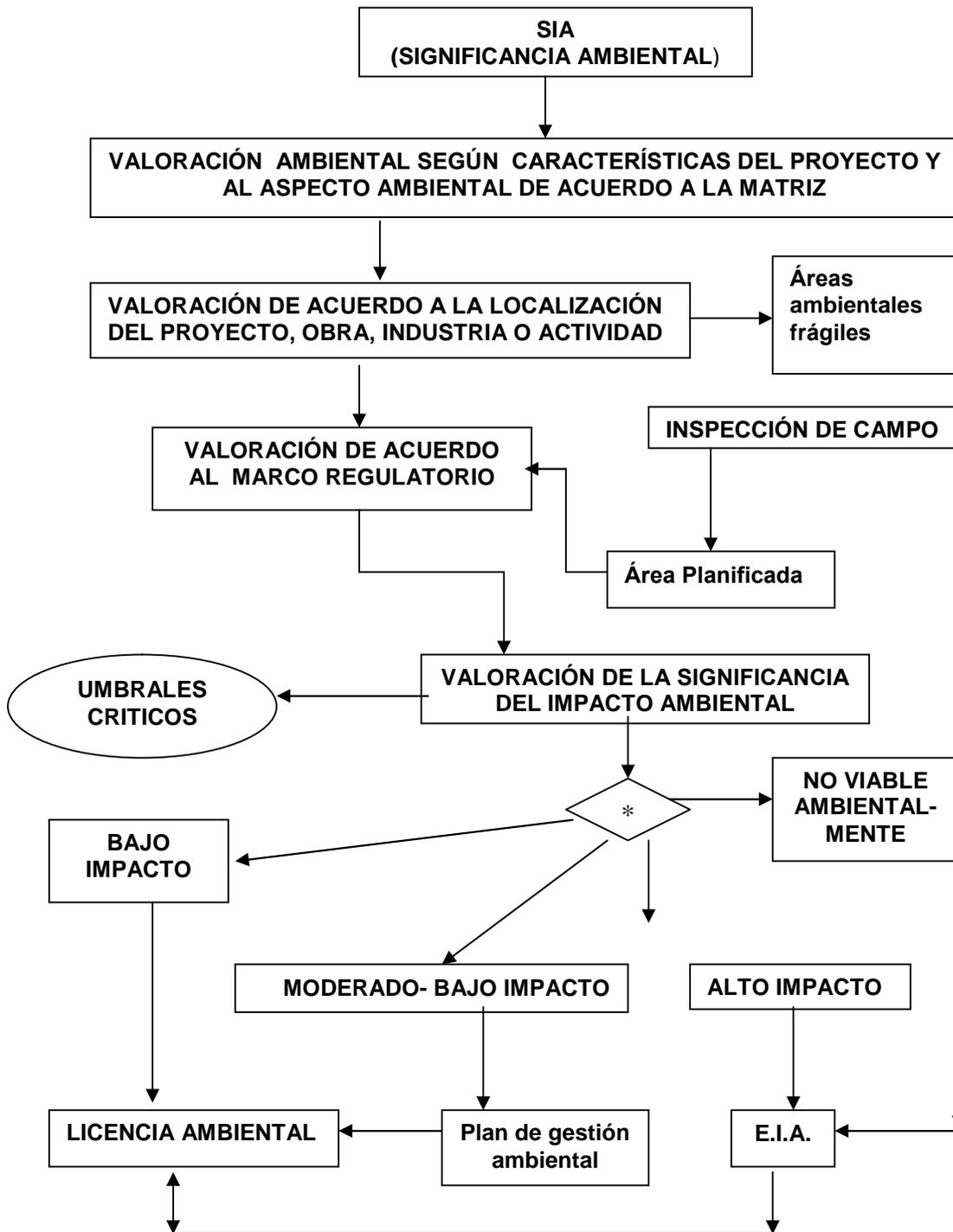
Es un proceso de evaluación y estimación de las consecuencias sociales y culturales ante cualquier proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad pública o privada que pudiera alterar el normal ritmo de vida de las poblaciones y en consecuencia afectar su calidad de vida.

### **6.2.5 Evaluación de efectos acumulativos**

Es el proceso consistente en analizar y evaluar sistemáticamente los cambios ambientales combinados, originados por la suma sistemática de los efectos de proyectos, obras, industrias o en cualquier otra actividad desarrolladas dentro de un área geográfica definida. Los efectos acumulativos se refieren a la acumulación de cambios inducidos por el hombre en los componentes ambientales a través del espacio y del tiempo. Estos impactos pueden ocurrir en forma aditiva o de manera interactiva. La evaluación de efectos acumulativos es necesaria a fin de establecer planes de uso del suelo que sean conformes con la situación ambiental real del entorno y como forma para identificar las medidas correctivas, de mitigación, saneamiento y/o rehabilitación que deberían llevarse a cabo, a fin de restaurar el equilibrio ecológico en esos espacios geográficos que están siendo motivo de uso y administración.

Figura 5. Cuadro sinóptico de la evaluación ambiental inicial

**FASES DE LA EVALUACIÓN AMBIENTAL INICIAL**



### 6.3 Fines del estudio de impacto ambiental

La razón principal del estudio de impacto ambiental es la de proponer las alternativas de mayor beneficio ambiental así como programas de control y minimización de efectos negativos y a la vez un programa de monitoreo.

### 6.4 Clasificación de los estudios de impacto ambiental

Los estudios de impacto ambiental son aplicables a una gran gama de actividades productivas, para su clasificación general en la república de Guatemala existe la llamada lista taxativa de proyectos, obras industriales y actividades. Esta lista fue elaborada por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) y en ésta se detallan una gran cantidad de actividades y su clasificación en una tabla como la siguiente:

**Tabla VIII. Clasificación de impacto ambiental**

| LISTA TAXATIVA DE PROYECTOS, OBRAS INDUSTRIALES Y ACTIVIDADES |   |               |       |       |                       |   |   |   |   |  |
|---|---|---------------|-------|-------|-----------------------|---|---|---|---|--|
| No.   | Cate-<br>goría<br>de<br>tabu-<br>lación | Divi-<br>sión | Grupo | Clase | Des-<br>crip-<br>ción | Criterios   |   |   |   |  |
|   |   |               |       |       |                       | <b>A</b><br>Alto<br>Impacto<br>ambiental<br>potencial | <b>B1</b><br>De alto a<br>moderado<br>impacto<br>ambiental<br>potencial | <b>B2</b><br>De mode-<br>rado a alto<br>impacto<br>ambiental<br>potencial | <b>C</b><br>Bajo<br>impacto<br>ambiental<br>potencial |  |
|   |   |               |       |       |                       |   |   |   |   |  |
|   |   |               |       |       |                       |   |   |   |   |  |

Se establecen 8 grandes grupos de proyectos, obras, industrias o actividades, ordenados y agrupados de acuerdo a su naturaleza, los cuales son:

- a) Agricultura, ganadería, caza y silvicultura
- b) Explotación de minas y canteras
- c) Industrias manufactureras
- d) Electricidad, gas y agua
- e) Construcción
- f) Construcción, servicios sociales y de salud humana
- g) Construcción, comercio y servicios
- h) Construcción, servicios comunitarios de inversión pública

Para determinar el impacto de un proyecto, obra, industria o actividad, toman en cuenta los factores de:

- a) El tamaño (número de empleados),
- b) La superficie que cubre (el área del proyecto en metros cuadrados)
- c) El tipo de proceso productivo que se realiza en el proyecto, obra, industria o actividad, relacionado con el riesgo ambiental de aquellas actividades ya existentes.

De aquí se pueden clasificar los proyectos como:

- a) La categoría A, que corresponde a aquellos proyectos, obras, industrias o actividades consideradas como las de más alto impacto ambiental potencial o riesgo ambiental de entre todo el listado taxativo.
- b) La categoría B, que corresponde a aquellos proyectos, obras, industrias o actividades consideradas como las de moderado impacto ambiental potencial o riesgo ambiental y no corresponden ni a la categoría A ni a la

C. Se subdivide en dos subcategorías: la B1, que comprende a las que se consideran como de moderado a alto impacto ambiental potencial o riesgo ambiental; y la B2, que comprende las que se consideran como de moderado a bajo impacto ambiental potencial o riesgo ambiental.

- c) La categoría C, que corresponde a aquellos proyectos, obras, industrias o actividades consideradas como las de bajo impacto ambiental potencial o riesgo ambiental de entre todo el listado taxativo.

#### **6.4.1 Obras de ingeniería civil que requieren estudio de impacto ambiental obligatorio**

Como ya se ha mencionado anteriormente los estudios de impacto ambiental son aplicables a una extensa gama de actividades, pero al referirse específicamente a las obras de ingeniería civil, los reglamentos especifican que se deben realizar estudios de impacto ambiental obligatorio en los siguientes casos:

##### **Construcción**

- a) Edificios de más de cuatro niveles
- b) Desarrollo de asentamientos humanos
- c) Urbanizaciones y lotificaciones
- d) Proyectos habitacionales con mas de 5 unidades familiares
- e) Centros comerciales y de servicios
- f) Cementerios para comunidades mayores de tres mil habitantes
- g) Complejos industriales
- h) Centrales de mayoreo
- i) Hospitales y sanatorios
- j) Construcción de parques industriales

## **Saneamiento ambiental**

- a) Rellenos sanitarios controlados
- b) Incineración de desechos sólidos urbanos e industriales
- c) Incineración de sustancias tóxicas y peligrosas
- d) Manejo, tratamiento, reciclaje o disposición de desechos sólidos urbanos e industriales, incluyendo manejo de lodos de plantas de tratamiento
- e) Manejo, tratamiento, reciclaje o disposición de residuos tóxicos y peligrosos.
- f) Almacenamiento y manejo de desechos tóxicos y peligrosos

En otros casos específicos que el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales considere necesario también se deberá realizar estudio de impacto ambiental.

### **6.4.2 Áreas de localización de proyectos**

Las áreas de localización de los proyectos, obras, industrias o actividades, se agruparán en tres categorías básicas:

- a) Áreas ambientalmente frágiles
- b) Áreas con planificación territorial, es decir, aquellos espacios geográficos, comúnmente urbanos, para los cuales el Estado ha elaborado planes de desarrollo, en función de criterios de planificación territorial (planes maestros, reguladores, etc.)
- c) Áreas sin planificación territorial por parte del Estado.

## **6.5 Mitigación y compensación**

Las medidas de mitigación y compensación, son aquellas que buscan la implementación o aplicación de cualquier política, estrategia, obra o acción, tendente a eliminar o minimizar los impactos adversos que pueden presentarse durante las diversas etapas de desarrollo de un proyecto.

## **6.6 Instrumentos de control y seguimiento ambiental**

Son el conjunto de instrumentos y procedimientos de la gestión ambiental que tienen como fin la evaluación y realización de un proceso de actividades que verifiquen el cumplimiento de los Planes de Gestión Ambiental, medidas de mitigación definidas con anterioridad en las evaluaciones ambientales y Diagnósticos Ambientales, las cuales deberán estar en concordancia con la normatividad y los parámetros técnicos establecidos.

### **6.6.1 Informes ambientales**

Son documentos, que el consultor y el proponente del proyecto, obras o actividad, reportan y en consecuencia resume los avances en el cumplimiento de los compromisos ambientales. El formato específico del Informe, así como su periodicidad será establecido por la Dirección General de Gestión Ambiental (DIGARN), dentro de la resolución administrativa. Estos informes deben incluir un registro fotográfico, ya sea del sitio de desarrollo del proyecto, obra, industria o actividad, o bien de acciones ambientales específicas que se están implementando o se han implementado. En la figura 6 se muestra un ejemplo de una ficha técnica de inspección.

**Figura 6. Ejemplo de una boleta de inspección técnica**

### BOLETA DE INSPECCIÓN TÉCNICA

|   |  |  |
|---|--|--|
| NOMBRE DEL PROYECTO, OBRA, INDUSTRIA O ACTIVIDAD SUJETO A EVALUACIÓN AMBIENTAL  |  |  |
| DIRECCIÓN _____   |  |  |
| FECHA DE LA INSPECCIÓN _____  | HORA _____   |  |
| PERSONA CONSULTADA _____  | CARGO _____ F. _____   |  |
| USO ACTUAL DEL SUELO:   |  |  |
| <input type="checkbox"/> Residencial  | <input type="checkbox"/> Agrícola  | <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Comercial |
| <input type="checkbox"/> Mixto (R-C-IA)   | <input type="checkbox"/> Urbano-rural                                    | <input type="checkbox"/> Otro _____                                    |
| VERIFICACIÓN DE COLINDANCIAS:   |  |  |
| N _____   | S _____  |  |
| ESTADO DE AVANCE DEL PROYECTO: _____  |  |  |
| AREA (del proyecto): _____  | AREATOTAL(finca) _____   |  |
| TOPOGRAFÍA  |  |  |
| ASPECTOS FISICOS CERCANOS AL ÁREA DEL PROYECTO:   |  |  |
| <input type="checkbox"/> Torre eléctrica  | <input type="checkbox"/> Fuentes de Agua (Río, Lago, nacimientos, otros) |  |
| <input type="checkbox"/> Basureros  | <input type="checkbox"/> Bosque (primario-secundario-Artificial, otro)   |  |
| <input type="checkbox"/> Áreas protegidas   | <input type="checkbox"/> Sitios arqueológicos                            |  |
| <input type="checkbox"/> Monumentos históricos  | <input type="checkbox"/> Antenas de telefonía                            |  |
| RIESGOS POTENCIALES:  |  |  |
| <input type="checkbox"/> hundación  | <input type="checkbox"/> Asolvamiento                                    | <input type="checkbox"/> Eliminación de sp. forestales                 |
| <input type="checkbox"/> Desertificación  | <input type="checkbox"/> Derrame   | <input type="checkbox"/> incendio                                      |
| <input type="checkbox"/> Sitio de relleno   | <input type="checkbox"/> Obstrucción vial                                | <input type="checkbox"/> Barranco                                      |
| <input type="checkbox"/> Hundimiento  |  |  |
| <u>Observación:</u> Requiere Licencias, permisos u opinión de otras instituciones: SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>  |  |  |
| 1. _____  | 2. _____   |  |
| 3. _____  | 4. _____   |  |
| <u>VALORACIÓN:</u> <input type="checkbox"/> DE ALTO IMPACTO <input type="checkbox"/> MODERADO IMPACTO <input type="checkbox"/> BAJO IMPACTO |  |  |
| CATEGORÍA PRO PUESTA/ PRO PONENTE _____ RUTA SUGERIDA / MARN _____  |  |  |
| Firma _____   | F. _____   |  |
| ASESOR AMBIENTAL  | VoBo DIRECTOR DE GESTIÓN AMBIENTAL Y R.N.                                |  |

### **6.6.2 Seguimiento y vigilancia ambiental**

Tiene como fin comprobar la severidad y distribución de los impactos negativos y especialmente, cuando ocurran impactos no previstos, asegurar el desarrollo de nuevas medidas mitigadoras o las debidas compensaciones donde ellas se necesiten. Posteriormente a la revisión y aprobación de los instrumentos de evaluación ambiental, la DIGARN, se asegurará el cumplimiento de las medidas de mitigación. Para ello se establecerá un programa de control, seguimiento y vigilancia ambiental (monitoreos), podrá solicitarse la presentación de informes periódicos, la realización de estudios complementarios, auditorias ambientales y cualquier tipo de herramienta que permita verificar la calidad ambiental, para la protección y mejoramiento del medio ambiente.

### **6.6.3 Inspecciones ambientales**

Como parte de los procesos de evaluación, control y seguimiento ambiental, la DIGARN establecerá un programa de seguimiento y vigilancia ambiental pudiendo realizar inspecciones ambientales antes, durante y post al sitio del proyecto o al proyecto mismo, durante las diferentes etapas de desarrollo de los mismos, con el objeto de verificar los principales elementos ambientales descritos en el expediente. Estas inspecciones pueden ser parte de la evaluación ambiental inicial.

#### **6.6.4 Clasificación del diseño ambiental**

Es una clasificación por medio de código de colores como se indica a continuación:

- a) Verde: Indicará un desempeño ambiental positivo, esto significa que el proyecto, obra, industria o actividad se está desarrollando de forma óptima y que se están cumpliendo todos los compromisos ambientales adquiridos, y los resultados del mismo son satisfactorios.
- b) Amarillo: Indicará un desempeño ambiental regular, como muestra de que se han iniciado algunas actividades pendientes a cumplir los compromisos ambientales adquiridos, pero que al momento de la inspección o los monitoreos, muestran la existencia de un leve impacto negativo, lo cual podría definirse como una alerta temprana y que se está a tiempo para resolver las situaciones adversas.
- c) Rojo: Este color muestra que no se ha iniciado ninguna clase de las actividades a cumplir con los compromisos ambientales adquiridos, y que al momento de la inspección se han detectado impactos negativo o índices muy altos de contaminación en cualquiera de los sistemas o elementos ambientales del entorno. Este color provocará una sanción por incumplimiento de compromisos ambientales.

Específicamente para los proyectos elaborados en este trabajo, se pueden elaborar estudios ambientales que prevean los impactos positivos y negativos así como sus medidas de mitigación y el responsable de dicha mitigación.

Al elaborar los estudios de impacto ambiental para ambos proyectos, se puede concluir que son de bajo impacto ambiental ya que no afectan áreas protegidas, áreas arqueológicas, áreas turísticas, asentamientos humanos,

zonas de producción agrícola o pecuaria y tampoco tendrán un impacto significativo en el paisaje.

Por lo tanto ambos proyectos necesitan únicamente un estudio de impacto ambiental no significativo. Se debe mencionar que el impacto ambiental se genera tanto en la construcción como en la operación de las obras. Los impactos negativos se describen en las siguientes tablas:

**Tabla IX. Impactos ambientales negativos durante la ejecución**

| Impacto ambiental previsto   | El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por: |           |               |
|--|---|-----------|---------------|
|  | Ejecutor  | Comunidad | Municipalidad |
| Limpieza y desmonte  | X   |           |               |
| Movimiento de material   | X   |           |               |
| Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio                                     | X   |           |               |
| Alteración del drenaje natural   | X   |           |               |
| Contaminación del aire por polvo generado en construcción                                  | X   |           |               |
| Alteración del paisaje como consecuencia de trabajos                                       |   | X         |               |
| Riesgos para la salud de los trabajadores  | X   |           |               |
| Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra | X   |           |               |

**Tabla X. Impactos ambientales negativos durante la operación**

| Impacto ambiental previsto  | El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por: |           |               |
|---|---|-----------|---------------|
|   | Comité de mantenimiento   | Comunidad | Municipalidad |
| Pequeñas inundaciones debido a fugas en el sistema de agua                          | X   |           |               |
| Derrame accidental de sustancias tóxicas en el tanque de distribución               | X   |           |               |
| Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de limpieza del drenaje |   | X         |               |

Las medidas de mitigación se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla XI. Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación**

| ETAPA DEL PROYECTO                        | CONSTRUCCIÓN   |  | OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO |                       |
|---|--|--|---------------------------|-----------------------|
|   | Impacto  | Medidas de mitigación  | Impacto                   | Medidas de mitigación |
| <b>Componentes ambientales y sociales</b> |  |  |                           |                       |
| <b>Ambiente físico</b>                    |  |  |                           |                       |
| <b>Suelos</b>                             | Limpieza y desmonte.   | Prevención durante la construcción, y adecuada disposición de los residuos orgánicos.  | No significativo.         |                       |
|   | Movimiento de material.  | Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0.25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico. |                           |                       |
| <b>Recursos hídricos</b>                  | Alteración del drenaje natural.<br>Disminución de la calidad del agua. | Construcción durante estación seca, minimizar la erosión de ribera de ríos; alteración mínima de corrientes de aguas naturales.        | No significativo.         |                       |
| <b>Calidad del aire</b>                   | Contaminación del aire por polvo generado en construcción.             | Uso de agua para minimizar la generación de polvo.   | No significativo.         |                       |
| <b>Ambiente biológico</b>                 |  |  |                           |                       |
| <b>Hábitat natural</b>                    | No significativo.  |  | No significativo.         |                       |
| <b>Fauna y flora</b>                      | No significativo.  |  | No significativo.         |                       |

Entonces se puede concluir que ambos proyectos son ambientalmente viables, ya que producen bajo impacto negativos y por un corto tiempo, mientras que generan mayores impactos positivos en el aspecto social ya que dichos proyectos brindarán salud para los pobladores de ambas comunidades mediante los sistemas de saneamiento básico como lo son agua y drenaje, y con esto se reducirá grandemente la proliferación de enfermedades de tipo gastrointestinal. Además durante la ejecución de ambas obras, éstas generarán impacto positivo a través de las fuentes de trabajo que dichos proyectos crearán.



## CONCLUSIONES

1. El adecuado abastecimiento de agua beneficiará a los habitantes de la comunidad Santa Teresita, del municipio de Patulul, departamento de Suchitepéquez, principalmente en el tema de salubridad ya que provee agua de calidad para el consumo humano, pero también en el aseo personal y la limpieza de la comunidad.
2. La dotación de agua asignada a la comunidad Santa Teresita está influenciada por el tipo de comunidad y los factores de variación normales. La red de distribución es cerrada debido a que la distribución de la comunidad lo permite.
3. Un sistema de drenaje sanitario permite la correcta evacuación de las aguas negras de la comunidad, en este caso el Barrio La Esperanza 2, del municipio de Patulul, departamento de Suchitepéquez. Con esto se evita la proliferación de enfermedades gastrointestinales y se proporcionan los medios para que en un futuro pueda darse tratamiento a las aguas negras.
4. No se realizó el diseño de la planta de tratamiento para las aguas negras, debido a que este tipo de estudios requiere los conocimientos de un ingeniero con maestría en Ingeniería Sanitaria.
5. El EPS es una herramienta de beneficio tanto para los estudiantes para que adquieran experiencia en campo, y para las comunidades del país que necesitan de soluciones técnicas.



## **RECOMENDACIONES**

1. Incluir una tarifa para el servicio del agua en la comunidad Santa Teresita para evitar desperdicio de recursos y para contar con un capital económico que sirva para que el sistema sea auto-financiable en lo que se refiere a su vida de servicio.
2. Realizar a corto plazo el estudio y construcción de la planta de tratamiento del drenaje sanitario del Barrio La Esperanza 2, con el fin de evitar la contaminación de los recursos hídricos.
3. Instruir a ambas comunidades en cuanto al correcto uso de sus respectivos proyectos para que éstos cumplan como mínimo con su tiempo de vida estipulado.
4. Para ambos proyectos se recomienda que durante su ejecución sean supervisados por un profesional de ingeniería para garantizar el uso de los materiales correctos, el cumplimiento de las especificaciones técnicas y el apoyo para cualquier imprevisto.



## BIBLIOGRAFÍA

- Dávila, C. Darwin. Estudio y diseño de sistema de agua potable para la comunidad de Hierbabuena, la Fuente y Valencia del municipio de Jutiapa, Jutiapa. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997.
- Orozco Hernández, Otto Nery. Diseño de la red de alcantarillado sanitario para la aldea La Estancia de la Virgen, el Progreso. Tesis Ing. Civil. Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1992.
- Ortiz López, Adolfo Daniel. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para las colonias Linda Vista y Nueva Vida en el municipio de Guastatoya, departamento de El Progreso. Tesis Ing. Civil. Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996.
- Rivera, G. Elda. Diseño, ejecución y mantenimiento del proyecto de introducción de agua por gravedad a la comunidad de Tu Uchuch y elaboración de perfiles del Triángulo Ixil. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1995.

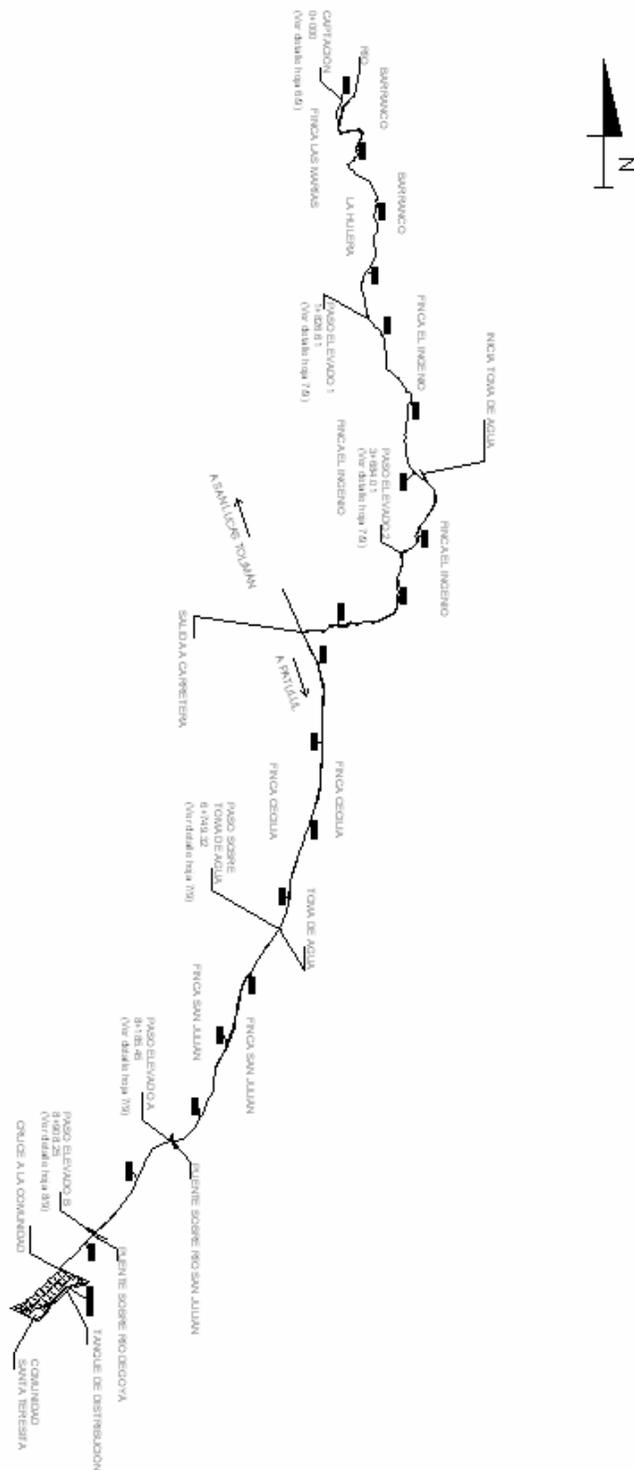


**ANEXO 1**

**PLANOS DEL DISEÑO DEL SISTEMA DE**

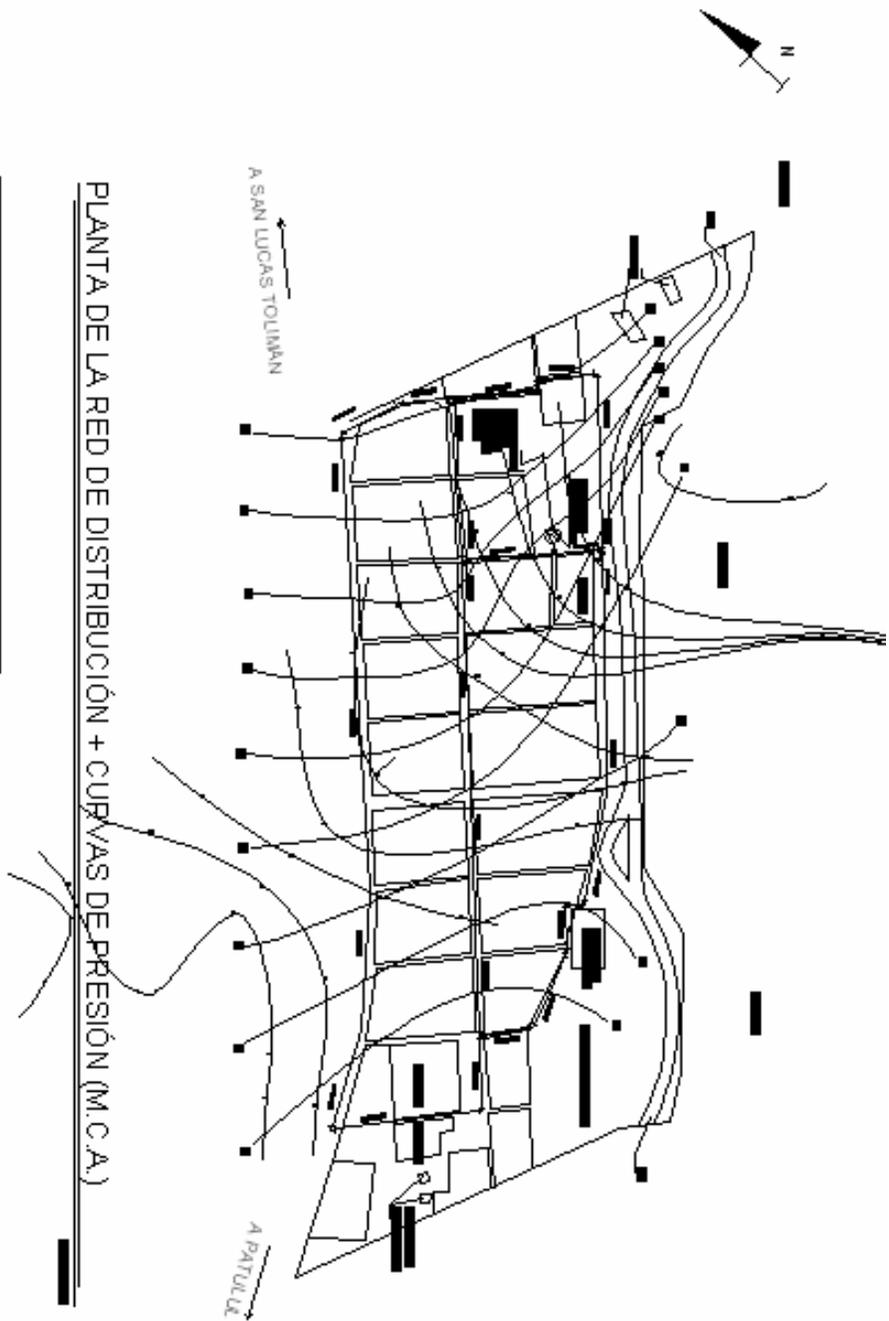
**ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD**

**SANTA TERESITA**



**LÍNEA DE CONDUCCIÓN**

ESCALA 1:2000

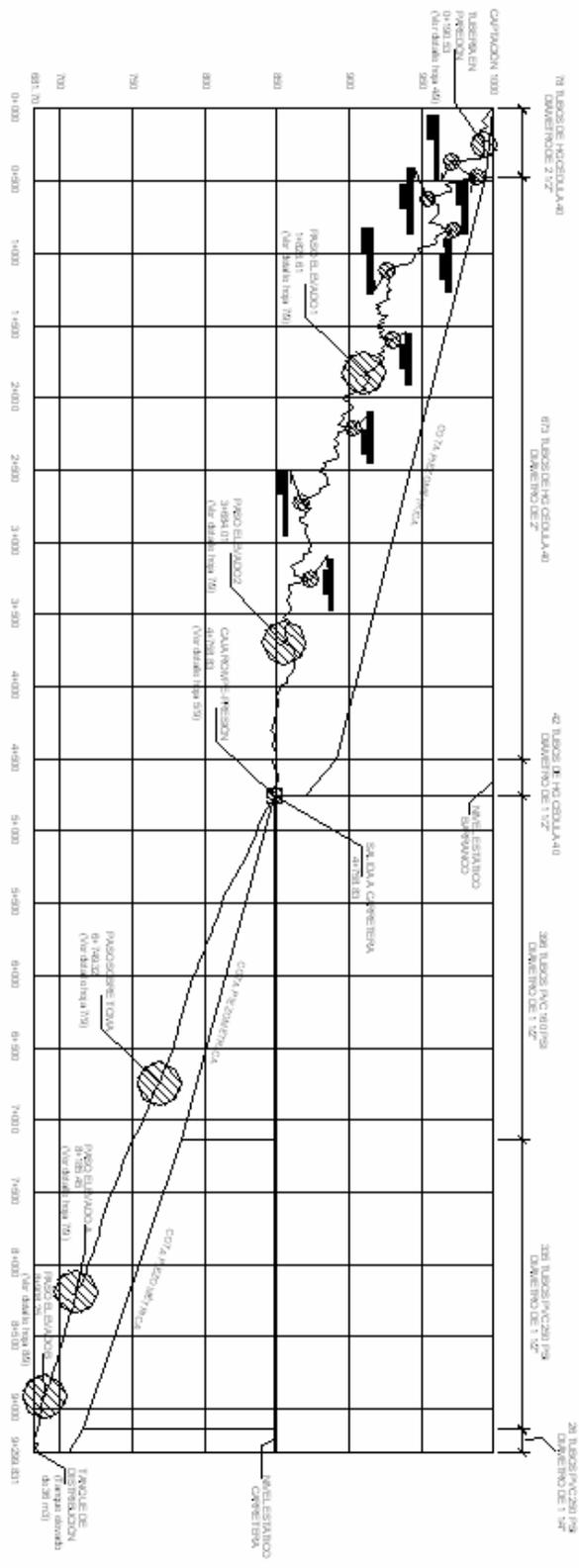


PLANTA DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN + CURVAS DE PRESIÓN (M.C.A.)

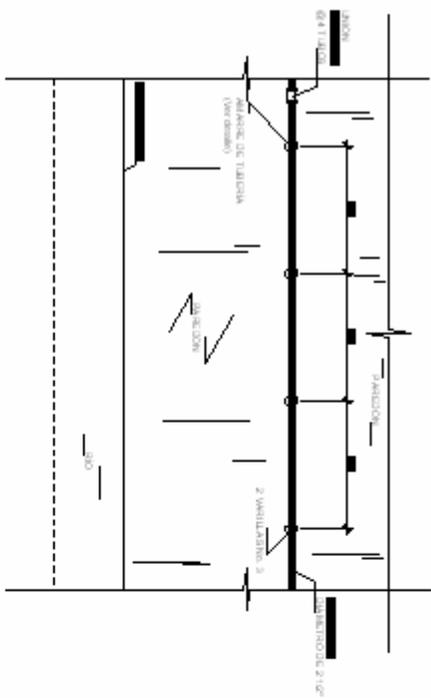
| SIMBOLOGÍA |                              |
|------------|------------------------------|
| E          | TUB. HORIZONTAL              |
| →          | VALVEDOR                     |
| ▭          | TUBERÍA DE DIÁMETRO REDUCIDO |
| ◁          | MANOJOS DE DISTRIBUCIÓN      |

NOTA:  
 TUBERÍA DE DIÁMETRO REDUCIDO

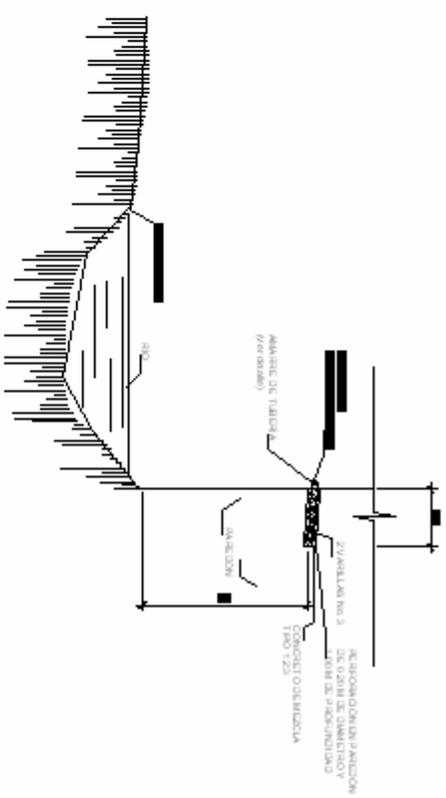
# PERFIL DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN + PIEZOMÉTRICA



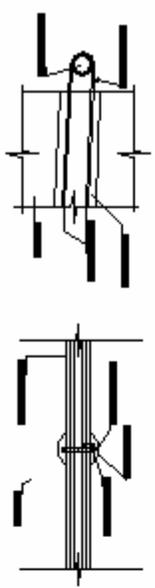
ESCALA HORIZONTAL: 1:2000  
ESCALA VERTICAL: 1:200



**ELEVACIÓN DE TUBERÍA HG EN PAREDÓN**  
 ESCALA 1:50

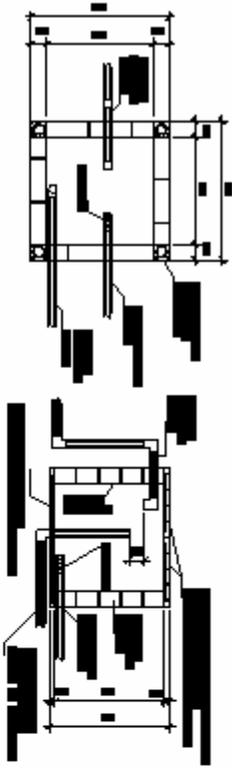


**SECCIÓN TÍPICA DE TUBERÍA HG EN PAREDÓN**  
 ESCALA 1:50



**SECCIÓN N**  
**DETALLE DE AMARRE DE TUBERÍA HG**  
 ESCALA 1:50

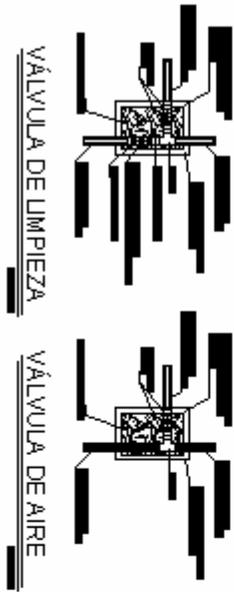
**NOTA:**  
 LA TUBERÍA EN EL PAREDÓN  
 COMIENZA EN 0+190.63  
 Y TERMINA EN 0+309.41



PLANTA

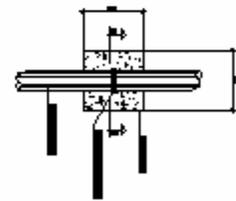
ELEVACION

**CAJA ROMPE-PRESIÓN**

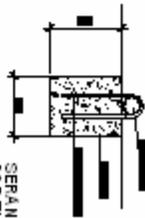


VÁLVULA DE LIMPIEZA

VÁLVULA DE AIRE



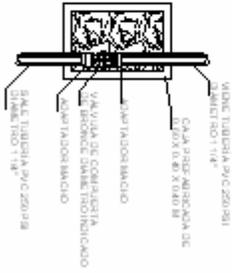
PLANTA



SECCION N.T-F

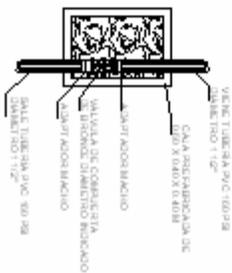
SERÁN 2 ANCLAJES POR TUBO

**ANCLAJE PARA TUBERÍA HG EN PISO**



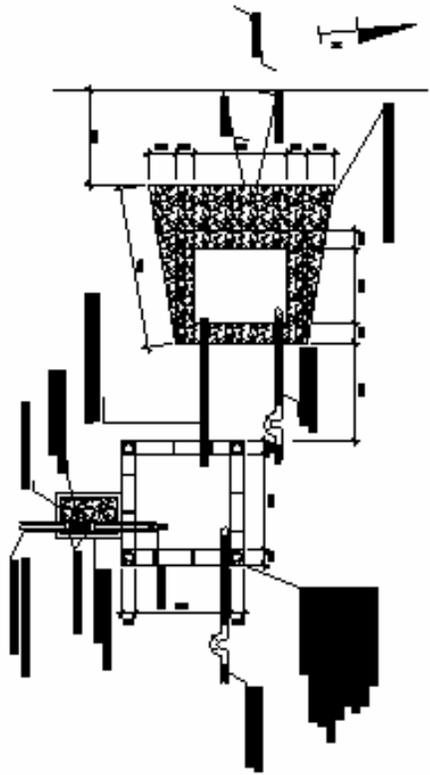
VÁLVULA DE ENTRADA AL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

ESCALA 1:20

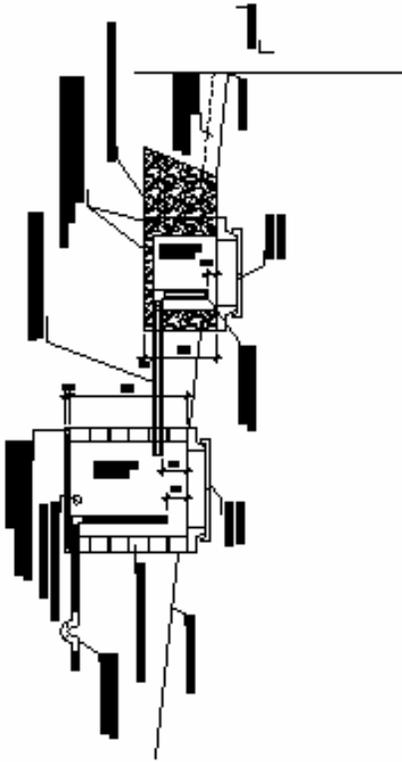


VÁLVULA DE SALIDA DEL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

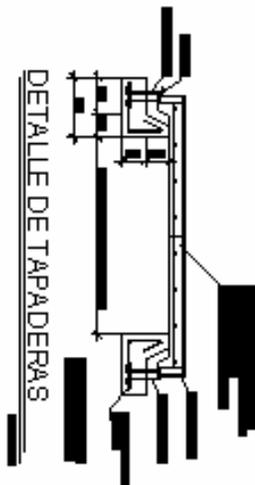
ESCALA 1:20



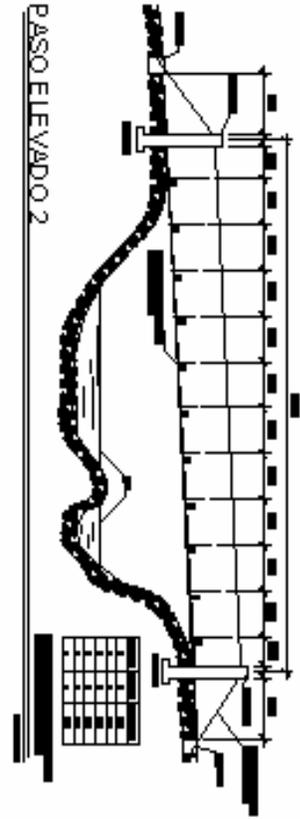
PLANTA DEL TANQUE DE CAPTACIÓN



SECCIÓN DEL TANQUE DE CAPTACIÓN



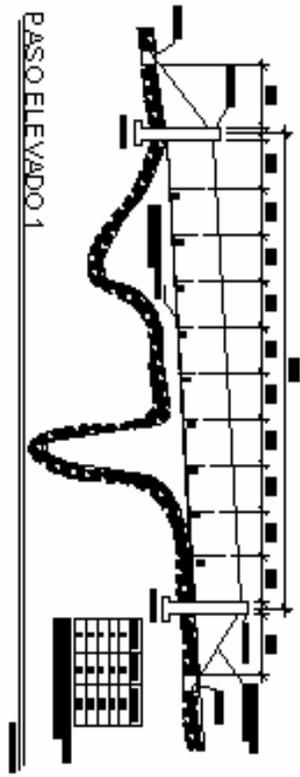
DETALLE DE TAPADERAS



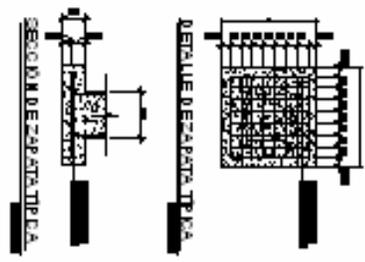
PASO ELEVADO 2



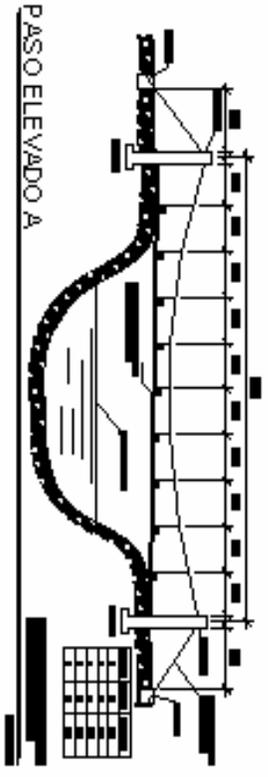
DETALLE DE PASO SOBRE TOMA DE AGUA



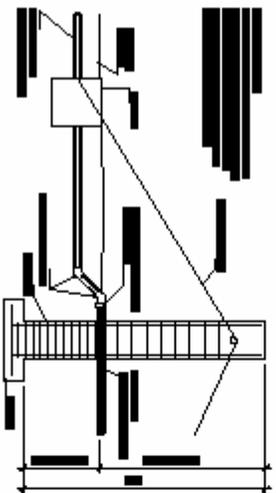
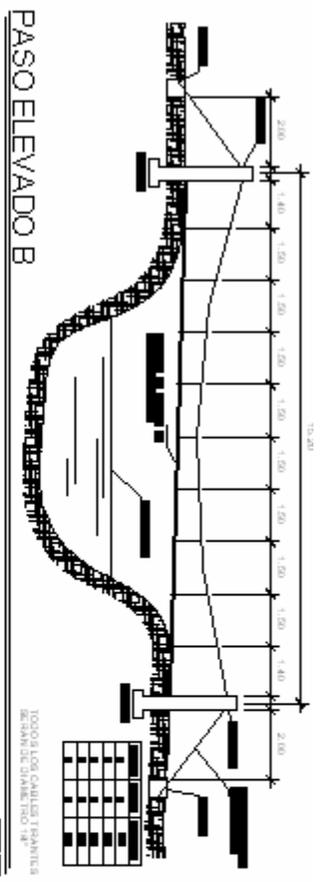
PASO ELEVADO 1



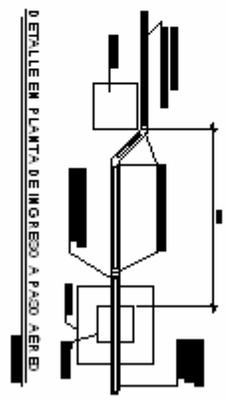
DETALLE DE PASO SOBRE TOMA DE AGUA



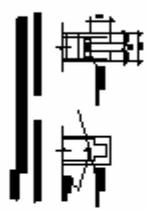
PASO ELEVADO A



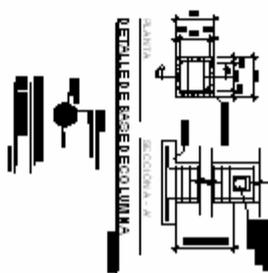
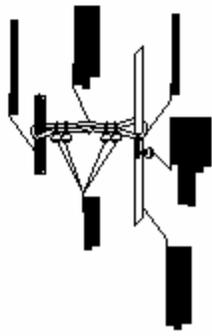
DETALLE EN ELEVACION DE INGRESO A PASO AEREO

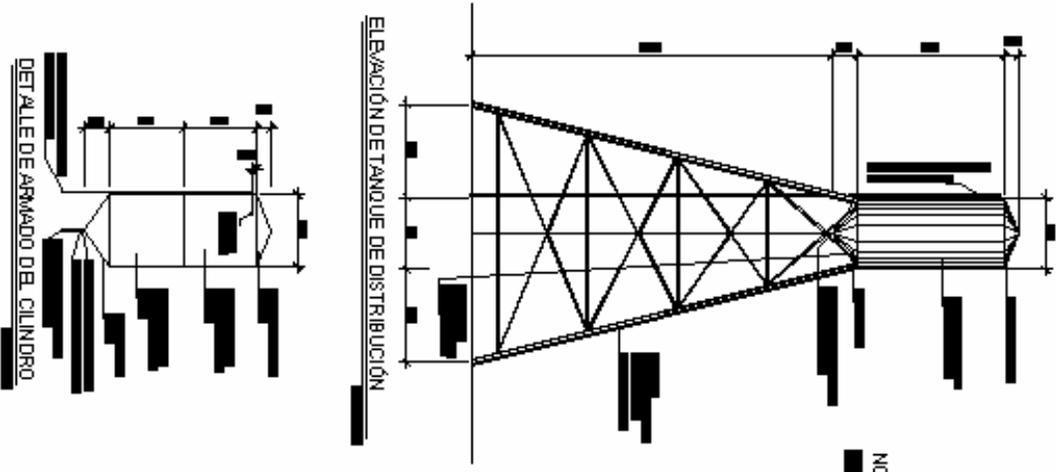


DETALLE EN PLANTA DE INGRESO A PASO AEREO

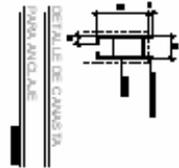
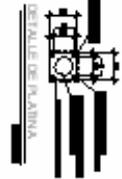
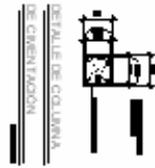
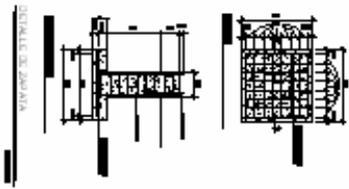
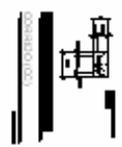
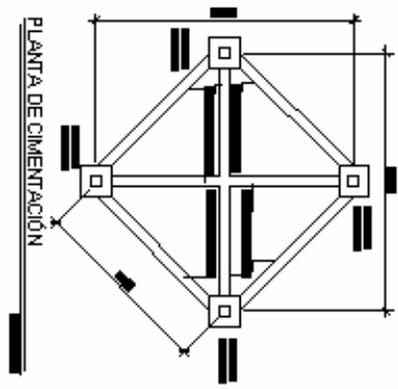
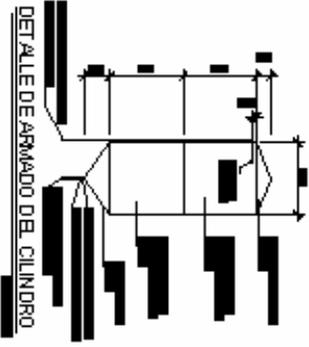


NOTA



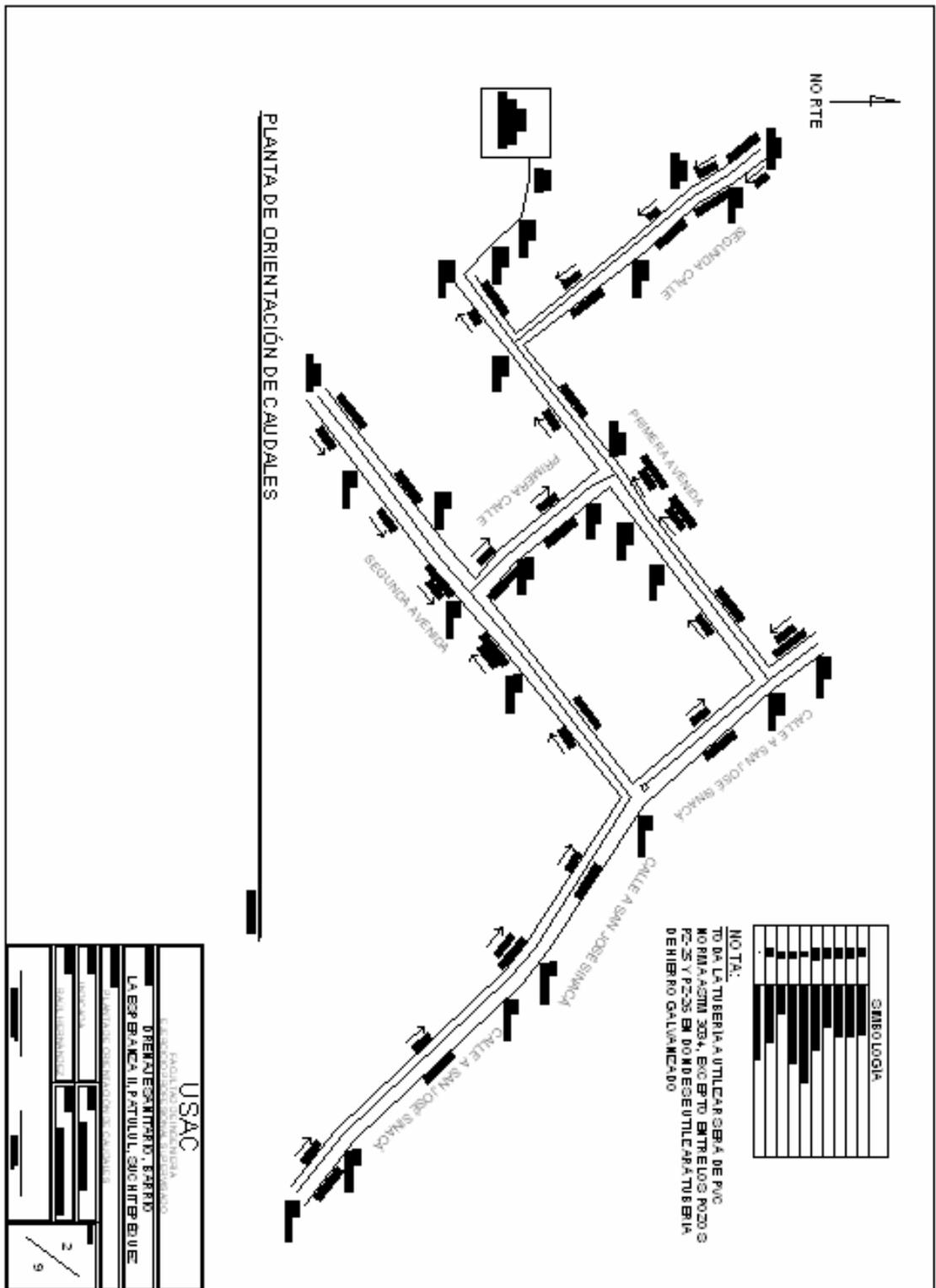


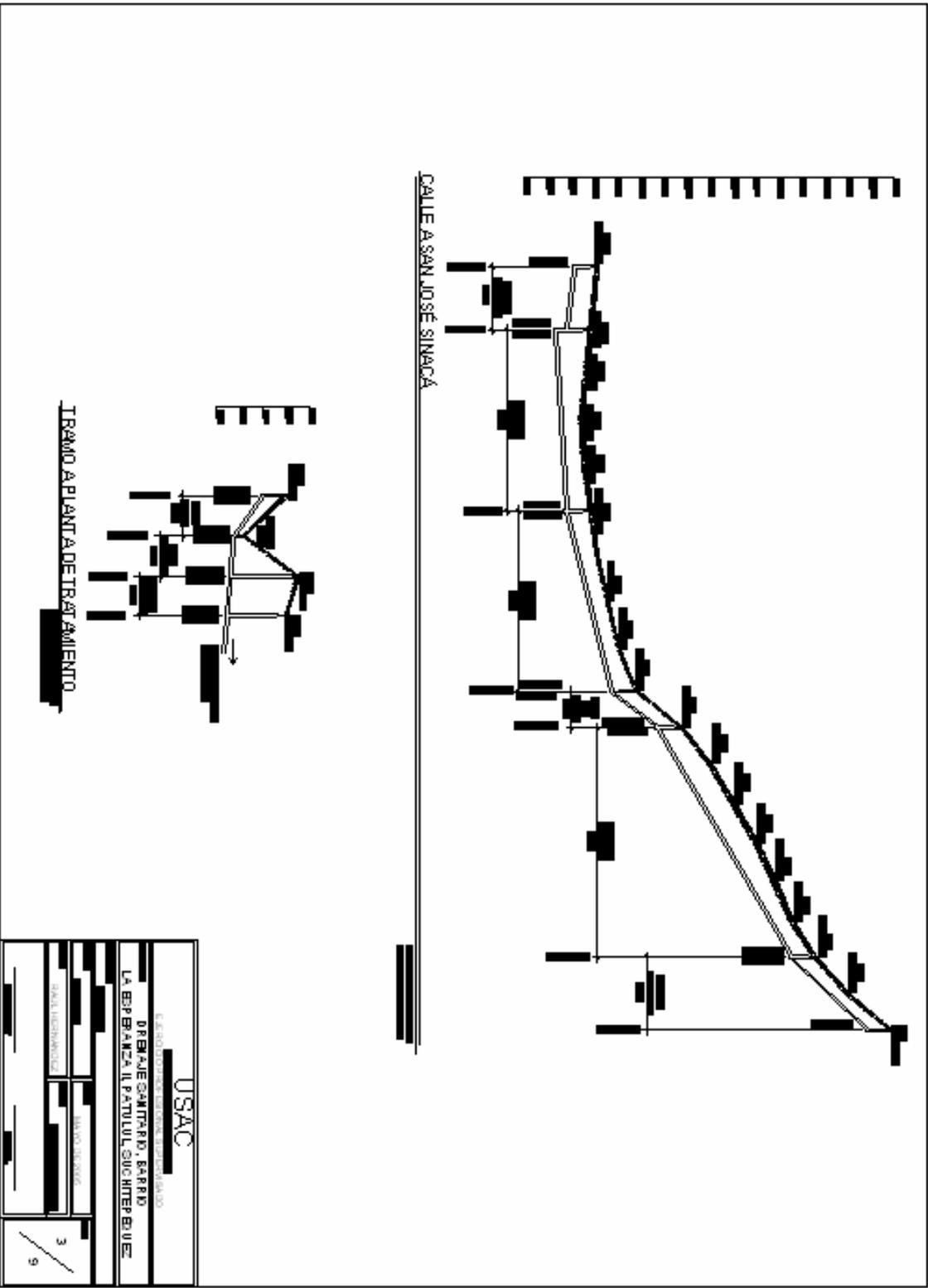
NOTA:

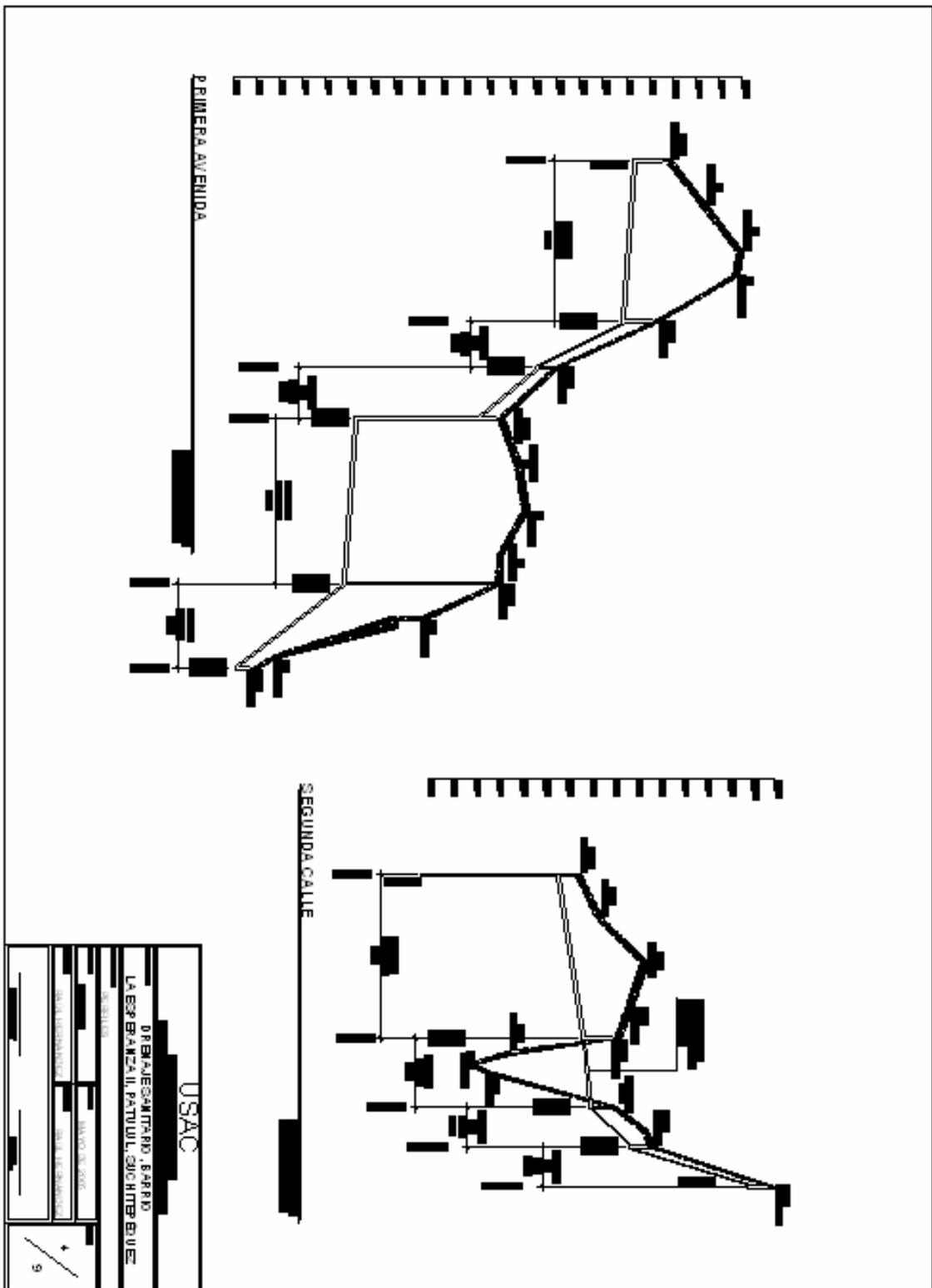


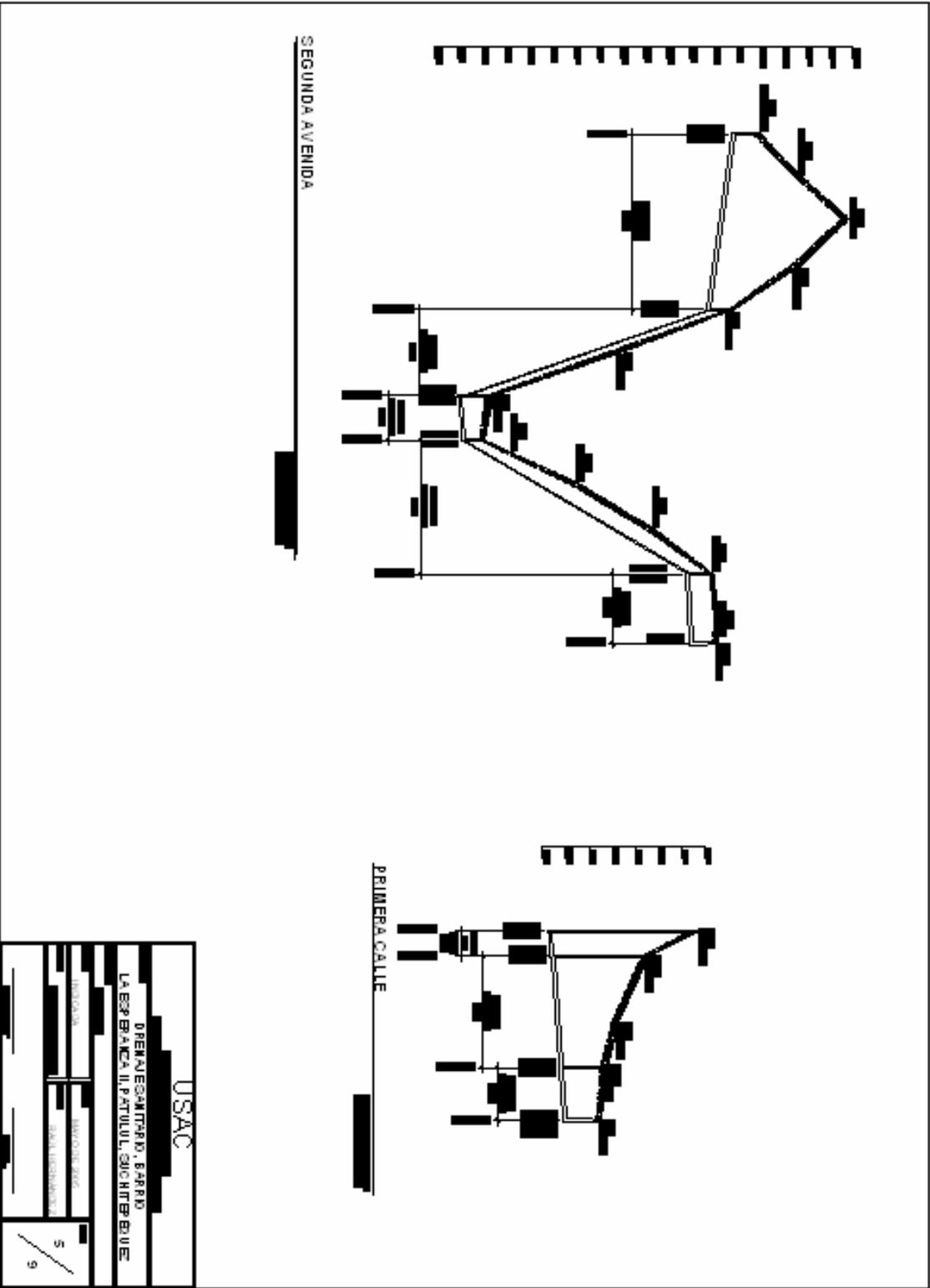
**ANEXO 2**  
**PLANOS DEL DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO**  
**PARA EL BARRIO LA ESPERANZA 2**

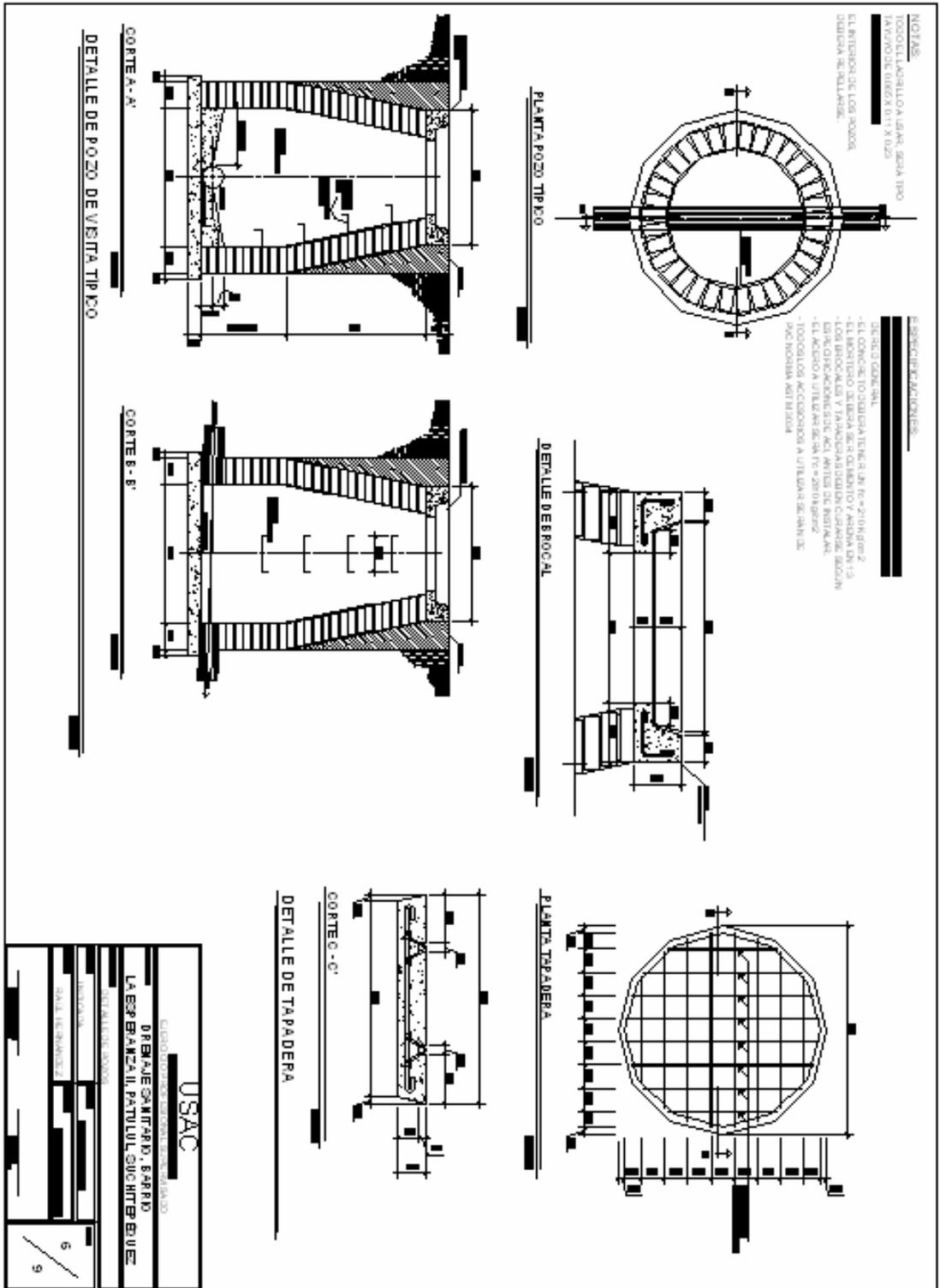


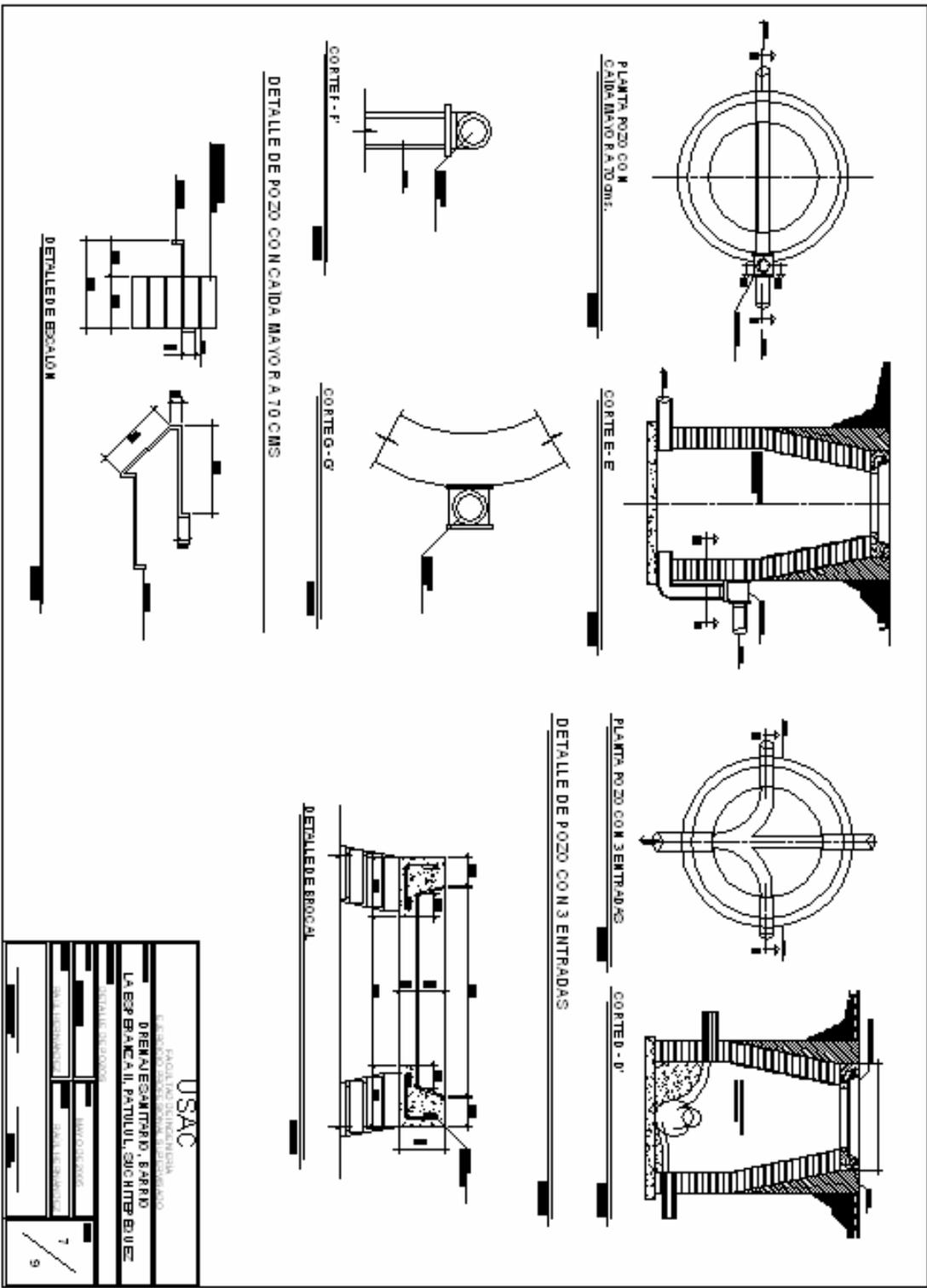




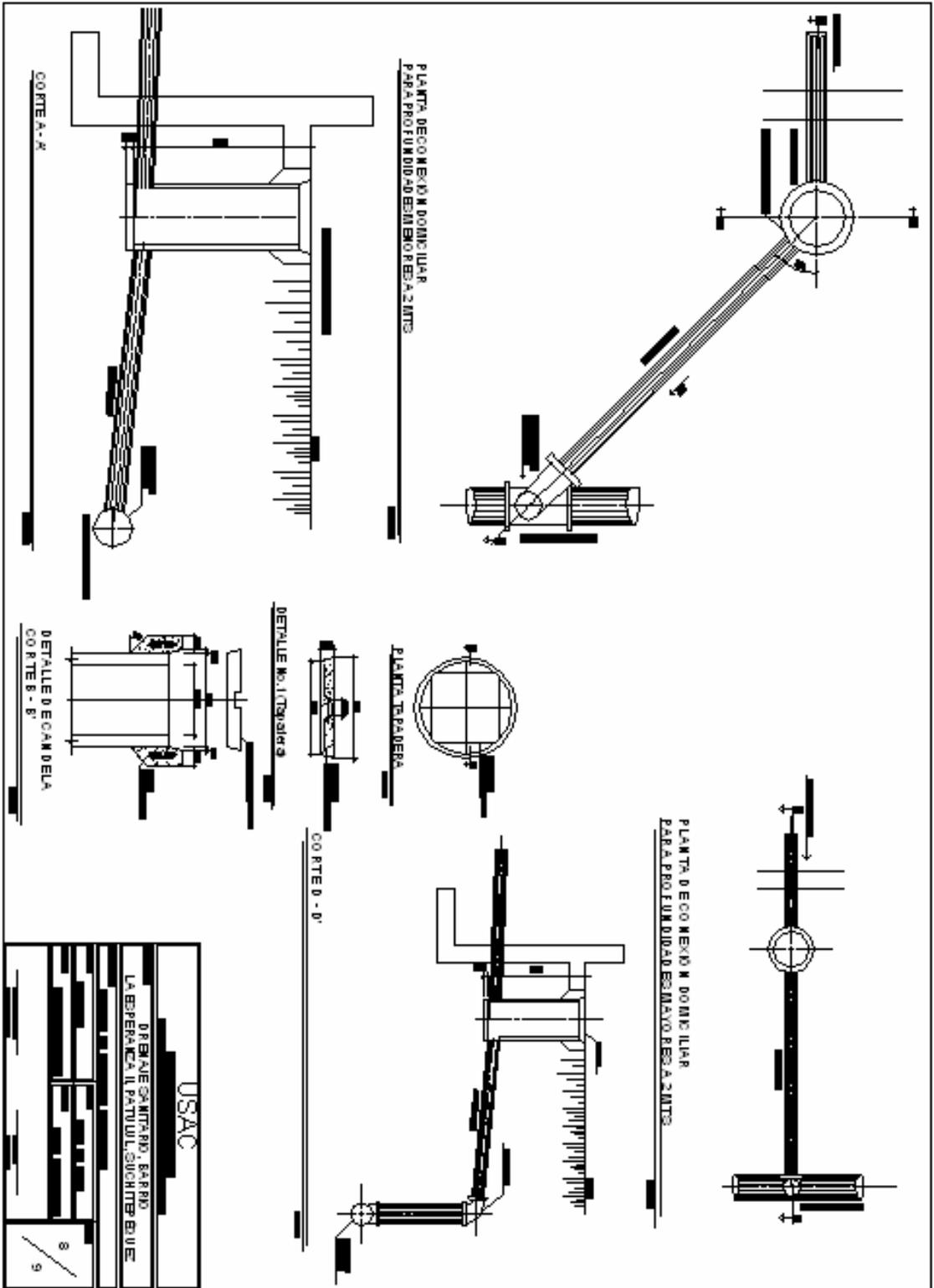


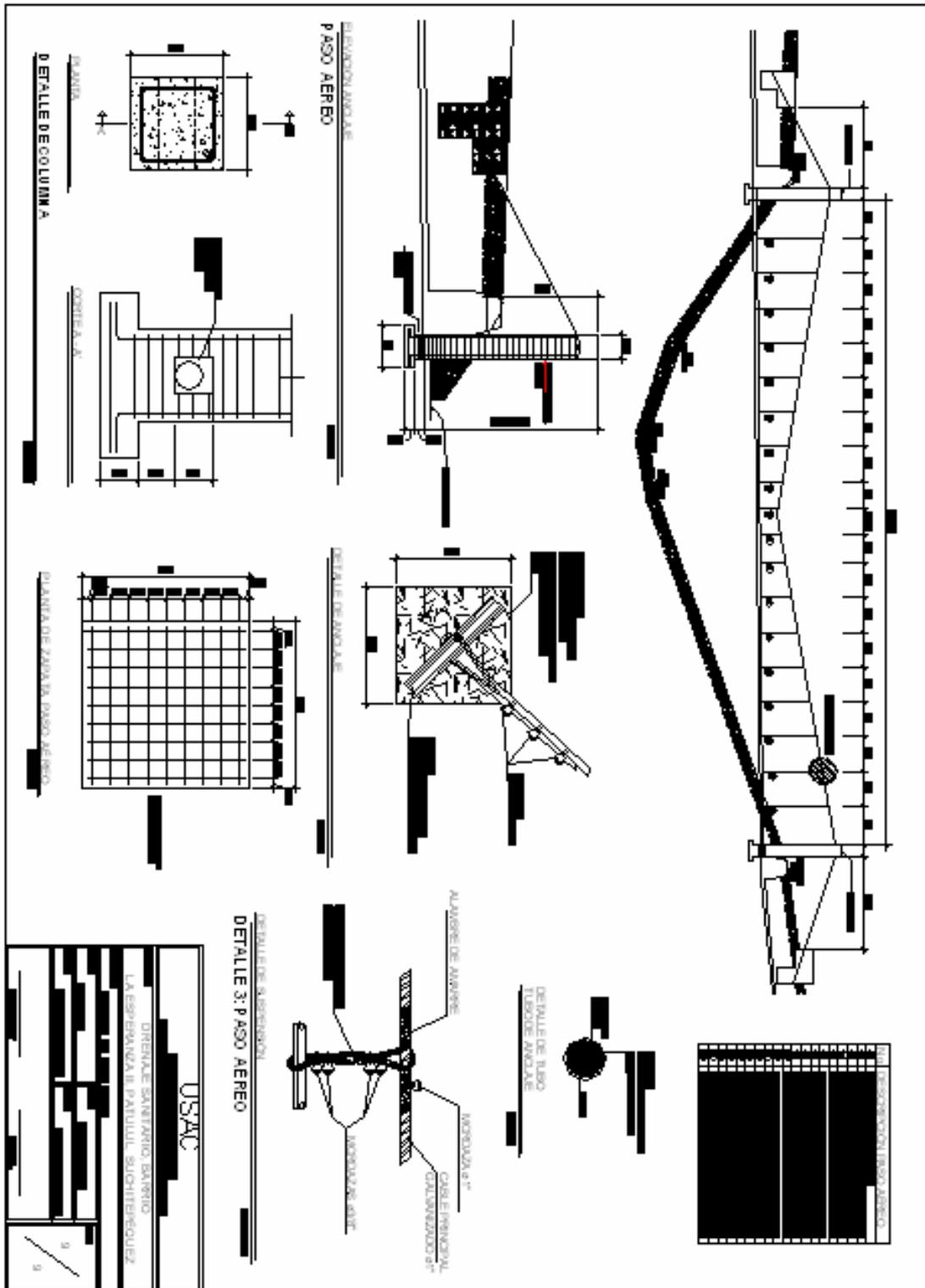






|                                     |               |
|-------------------------------------|---------------|
| <b>USAC</b>                         |               |
| FACULTAD DE INGENIERIA              |               |
| ESCUELA DE INGENIERIA EN            |               |
| DRENAJES Y PUNTO DE BARRIO          |               |
| LA ESPERANZA II PATIUL, SUCRIBEBUES |               |
| SECCION DE DRENAJES                 |               |
| PROFESOR:                           | ING. OSCAR... |
| ALUMNO:                             | ING. ...      |
| FECHA:                              | ...           |
| 7 / 9                               |               |





**ANEXO 3**

**RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE CALIDAD DEL  
AGUA PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO PARA  
LA COMUNIDAD SANTA TERESITA**



**LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA  
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS)-CENTRO  
DE INVESTIGACIONES (CI)  
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA  
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12**

| O.T. No. 18466                              |                               | ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO            |                                 | INF. No. 21832                                    |                        |
|---|-------------------------------|--|---------------------------------|---|------------------------|
| INTERESADO:                                 | <u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u> | PROYECTO:                                    | <u>CONTROL DE CALIDAD</u>       |   |                        |
| RECOLECTADA POR:                            | <u>Raúl Hernández</u>         | DEPENDENCIA:                                 | <u>U S A C</u>                  |   |                        |
| LUGAR DE RECOLECCIÓN:                       | <u>Finca Las Marias</u>       | FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:                 | <u>2005-03-03; 09 h 20 min.</u> |   |                        |
| FUENTE:                                     | <u>Nacimiento</u>             | FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:      | <u>2005-03-03; 12 h 30 min.</u> |   |                        |
| MUNICIPIO:                                  | <u>Patulul</u>                | CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:                    | <u>Sin refrigeración</u>        |   |                        |
| DEPARTAMENTO:                               | <u>Sachitepequez</u>          |  |                                 |   |                        |
| RESULTADOS                                  |                               |  |                                 |   |                        |
| 1. ASPECTO:                                 | <u>Claro</u>                  | 4. OLOR:                                     | <u>Inodora</u>                  | 7. TEMPERATURA:<br>(En el momento de recolección) | <u>-- ° C</u>          |
| 2. COLOR:                                   | <u>03,00 Unidades</u>         | 5. SABOR:                                    | <u>-----</u>                    | 8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA                         | <u>467,00 µmhos/cm</u> |
| 3. TURBIEDAD:                               | <u>01,16 UNT</u>              | 6. pH:                                       | <u>06,90 unidades</u>           |   |                        |
| SUSTANCIAS                                  | mg/L                          | SUSTANCIAS                                   | mg/L                            | SUSTANCIAS  | mg/L                   |
| 1. AMONIACO (NH <sub>3</sub> )              | 00,35                         | 6. CLORUROS (Cl <sup>-</sup> )               | 21,00                           | 11. SÓLIDOS TOTALES                               | 266,00                 |
| 2. NITRITOS (NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> ) | 00,00                         | 7. FLUORUROS (F <sup>-</sup> )               | 00,29                           | 12. SÓLIDOS VOLÁTILES                             | 15,00                  |
| 3. NITRATOS (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> ) | 04,62                         | 8. SULFATOS (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> ) | 59,00                           | 13. SÓLIDOS FIJOS                                 | 251,00                 |
| 4. CLORO RESIDUAL                           | ----                          | 9. HIERRO TOTAL (Fe)                         | 00,02                           | 14. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN                         | 04,00                  |
| 5. MANGANESO (Mn)                           | ----                          | 10. DUREZA TOTAL                             | 180,00                          | 15. SÓLIDOS DISUELTOS                             | 247,00                 |
| ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)                 |                               |  |                                 |   |                        |
| HIDROXIDOS<br>mg/L                          | CARBONATOS<br>mg/L            | BICARBONATOS<br>mg/L                         | ALCALINIDAD TOTAL<br>mg/L       |   |                        |
| 00,00                                       | 00,00                         | 184,00                                       | 184,00                          |   |                        |

OTRAS DETERMINACIONES \_\_\_\_\_

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química los resultados del análisis cumplen con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 19 TH EDITION 1995, NORMA COGUANOR NGO-4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 2001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2005-03-11

Vo.Bo.

*Francisco Javier Quiñonez de la Cruz*  
Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz  
DIRECTOR CH/USAG



*Zenobio Much Santos*  
ZENOBIO MUCH SANTOS  
Ing. Campo Col. No. 420  
M.Sc. en Ingeniería Sanitaria





LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA  
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS  
 HIDRÁULICOS (ERIS) - CENTRO DE INVESTIGACIONES (CI)  
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA  
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

| EXAMEN BACTERIOLOGICO               |                               | O.T. No. 18466                          | INF. No. A-191718                 |
|-------------------------------------|-------------------------------|---|-----------------------------------|
| INTERESADO                          | <u>FACULTAD DE INGENIERIA</u> | PROYECTO:                               | <u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u> |
| MUESTRA RECOLECTADA POR             | <u>Raúl Hernández</u>         | DEPENDENCIA:                            | <u>U.S.A.C.</u>                   |
| LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA: | <u>Finca Las Marias</u>       | FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:            | <u>2005-03-03; 09 h 20 min</u>    |
| FUENTE:                             | <u>Nacimiento</u>             | FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: | <u>2005-03-03; 12 h 30 min.</u>   |
| MUNICIPIO:                          | <u>Patulul</u>                | CONDICIONES DE TRANSPORTE:              | <u>Sin refrigeración</u>          |
| DEPARTAMENTO:                       | <u>Suchitepéquez</u>          | SABOR:                                  | <u>-----</u>                      |
| SABOR:                              | <u>-----</u>                  | SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN                | <u>Lig. cantidad</u>              |
| ASPECTO:                            | <u>clara</u>                  | COLOR RESIDUAL                          | <u>----</u>                       |
| OLOR:                               | <u>Inodora</u>                |   |                                   |

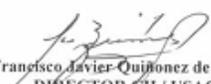
**INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)**

| PRUEBAS NORMALES   | PRUEBA PRESUNTIVA     | PRUEBA CONFIRMATIVA |               |
|--|-----------------------|---------------------|---------------|
|  |                       | FORMACIÓN DE GAS    |               |
| CANTIDAD SEMBRADA  | FORMACIÓN DE GAS 35°C | TOTAL               | FECAL 44.5 °C |
| 10,00 cm <sup>3</sup>  | +++++                 | +++++               | ++++-         |
| 01,00 cm <sup>3</sup>  | +++++                 | +++++               | ++++-         |
| 00,10 cm <sup>3</sup>  | +++++                 | +++++               | -----         |
| RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm <sup>3</sup> |                       | > 1 600             | 27            |

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 19<sup>TH</sup> NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION CLASIFICACIÓN 1. Calidad Bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

Guatemala, 2005-03-11

Vo.Bo.   
 Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz  
 DIRECTOR CI / USAC



  
 ZENOBIO GONZALEZ  
 Ing. Químico C.I. No. 420  
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria