



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

DISEÑO DE REDES HIDROSANITARIAS EN LA URBANIZACIÓN “AHMED CAMPOS”, MUNICIPIO DE JUIGALPA, DEPARTAMENTO DE CHONTALES.

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Ana Sofía Arriola Sánchez
Br. Tyrone Marcelo Bello Sánchez
Br. Luis Roberto Rivera Álvarez

Tutor

Ing. María Elena Baldizón Aguilar

Managua, Mayo 2019

RESUMEN EJECUTIVO

El presente documento monográfico consiste en el diseño de la red de abastecimiento de agua potable, diseño del sistema de alcantarillado sanitario y el drenaje pluvial para la urbanización **“Ahmed Campos”**, **municipio de Juigalpa**, **departamento de Chontales**, en el cual se requiere de los servicios básicos en cuestión, explicando la metodología, resultados y conclusiones.

El proyecto comprende un área de 3.70 hectáreas con una cobertura del 100% de la población para dar servicio a 240 lotes, beneficiando aproximadamente 1440 habitantes para un período de 20 años. El sistema de agua potable general propuesto se conforma de una línea de conducción que se acoplará a una tubería existente de la red de ENACAL y de una red que distribuirá los caudales demandados por la urbanización.

La red está compuesta por 240 conexiones domiciliarias de 1/2”, todas con su respectivo medidor de caudal.

Aunque la normativa no propone hidrantes para sistemas de poblaciones menores a 5000 habitantes se contempló la instalación de un hidrante de 4” HF, en un lugar de fácil acceso con el fin de contar en la urbanización con una protección inmediata contra posibles siniestros.

La red de alcantarillado sanitario propuesta es de tipo convencional separada y drenará por gravedad las aguas hasta una planta de tratamiento, que se ubicó al norte de la urbanización. Está conformada por 2,184.244m de tubería de Ø 6” PVC SDR – 41, 37 pozos de visita (PVS) convencionales de mampostería ladrillo cuarterón, con tapas de material reciclado y de 240 conexiones domiciliarias.

El diseño presenta pendientes y velocidades hidráulicas suficientes para garantizar el arrastre adecuado de los sólidos.

El caudal saliente del alcantarillado sanitario llegará a la planta de tratamiento constituida por un desarenador, tanque séptico más FAFa antes de ello la ubicación de la planta de tratamiento se encuentra en contra pendiente al último

pozo de visita y para eso se diseñó una estación de bombeo para enviar las aguas residuales a la PTAR.

El área del proyecto de la urbanización “Ahmed Campos” se encuentra ubicada a 1,800 m al sur de la ciudad de Juigalpa, en el departamento de Chontales, el cual cuenta con un área de drenaje efectiva de 58,507.63 m², las cuales es el propósito de este proyecto evacuarlas hacia las descargas naturales existentes en el entorno de la urbanización.

El caudal de las precipitaciones generado por la superficie del proyecto se captará y se conducirá por medio de cunetas, las que se ubicarán en ambas bandas de cada calle y avenida, hasta drenar en tragantes previamente ubicados en las equinas, o en su defecto en medias cuadras, los que se unirán con tuberías de Ø 21” hacia los PVP que conforman la red de drenaje pluvial del proyecto.

Finalmente, las aguas serán dispuestas a través del cauce del río natural existente en el área norte de la urbanización.

Se calcularon los costos y presupuesto de cada diseño, teniendo un costo total del proyecto de C\$17, 375,534.36 (\$ 526,531.34)

INDICE

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN.....	2
1.1 Generalidades	2
1.2 Antecedentes.....	4
1.3 Justificación	5
1.4. Objetivos.....	6
1.4.1 Objetivo general	6
1.4.2 Objetivos específicos.....	6
CAPITULO II. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	7
2.1. Ubicación.....	7
2.2 Área del proyecto	8
2.3 Clima	8
2.4 Suelos.....	9
CAPITULO III. MARCO TEÓRICO	10
3.1 Período de diseño	10
3.2 Población de diseño	10
3.3 Sistema de abastecimiento de agua potable	10
3.3.1 Población.....	10
3.3.2 Dotaciones y demanda de consumo	11
3.3.2.1 Dotaciones.....	11
3.3.2.2 Consumo doméstico	11
3.3.2.3 Factores de máximas demandas.....	11
3.3.2.4 Pérdidas en el sistema	12
3.3.3 Obras de captación	12
3.3.4 Sistema de potabilización	13

3.3.5 Líneas de conducción.....	13
3.3.6 Red de distribución.....	14
3.3.6.1. Conexiones domiciliarias.....	14
3.3.7 Dimensionamiento de los elementos.....	14
3.3.8 Almacenamiento.....	15
3.4. Sistema de alcantarillado sanitario.....	15
3.4.1 Cantidad de aguas residuales y fluctuaciones de caudal.....	15
3.4.1.1 Caudal medio.....	15
3.4.1.2 Caudal mínimo de aguas residuales.....	16
3.4.1.3 Caudal máximo de aguas residuales.....	16
3.4.1.4 Caudal de infiltración.....	16
3.4.1.5 Caudal de diseño.....	16
3.4.2 Tipos de sistemas de alcantarillado sanitario.....	16
3.4.2.1 Tipos sistema convencional.....	17
3.4.3. Componentes del sistema.....	17
3.4.3.1. Sistema convencional.....	17
3.4.4 Red de recolección.....	18
3.4.4.1. Hidráulica de las alcantarillas.....	19
3.5 Tratamiento de aguas residuales.....	19
3.5.1 Caracterización de las aguas residuales.....	19
3.5.2 Procesos de tratamiento.....	20
3.5.2.1. Estación de bombeo de aguas residuales.....	21
3.5.2.2 Tratamientos preliminares.....	21
3.5.2.3 Tratamientos primarios.....	22
3.5.2.4 Tratamientos secundarios.....	24

3.6 Sistema de drenaje pluvial.....	26
3.5.1 Información hidrometeorológica	26
3.5.2 Cantidad de agua de lluvia	26
3.5.2.1 Coeficiente de escorrentía (C).....	27
3.5.2.2 Intensidad de la lluvia (I).....	28
3.5.2.3. Período de retorno o frecuencia del aguacero de diseño (TR)	28
3.5.2.4. Tiempo de concentración (tc)	29
3.5.3 Elementos del sistema	30
3.5.3.1 Tuberías	31
3.5.3.2 Canales y zanjas	31
3.5.3.3 Pozos de absorción o infiltración	32
3.5.3.4 Obras accesorias.....	32
CAPITULO IV. DISEÑO METODOLÓGICO.....	35
4.1 Variables de entrada para el diseño	35
4.1.1 Fase de campo.....	35
4.1.2 Fase de gabinete.....	36
4.2 Descripción de los sistemas	37
4.2.1 Sistema de agua potable.....	37
4.2.1.1 Análisis hidráulico de la red	38
4.2.2 Sistema de alcantarillado sanitario	38
4.2.2.1 Ubicación del sistema de tratamiento	39
4.2.2.2 Parámetros de calidad aguas residuales afluentes	40
4.2.2.3 Alternativas evaluadas de sistemas de tratamiento de aguas residuales.....	40
4.2.2.4 Disposición final.....	40
4.2.3 Sistema de drenaje pluvial.....	40

4.3 Parámetros de diseño.....	41
4.3.1 Sistema de agua potable.....	41
4.3.1.1 Población de diseño	41
4.3.1.2 Dotación per cápita.....	41
4.3.1.4 Pérdidas	41
4.3.1.5 Coeficientes de variación de caudales diaria y horaria.....	42
4.3.1.6 Dimensionamiento de la red de distribución de agua potable	42
4.3.1.7 Velocidades permisibles	42
4.3.1.8 Presiones mínimas y máximas	42
4.3.1.9 Diámetro mínimo	43
4.3.2. Alcantarillado sanitario	43
4.3.2.1. Período de diseño.....	43
4.3.2.2 Población servida y caudal de aguas residuales	43
4.3.2.3 Trazado de la red de alcantarillado.....	45
4.3.2.4 Hidráulica de las alcantarillas	46
4.3.3 Planta de tratamiento	48
4.3.3.1 Diseño de estación de bombeo	48
4.3.3.2 Rejas	51
4.3.3.3 Desarenador.....	2
4.3.3.4 Vertedero.....	2
4.3.3.5 Alternativa 1 (Tanque séptico + FAFA).....	56
4.3.3.6 Alternativa 2 (Tanque Imhoff + Biofiltro)	61
4.4.4 Sistema de drenaje pluvial.....	71
4.4.4.1 Caudal de diseño.....	71
4.4.4.2 Construcción de las curvas IDF	72

4.4.4.3 Obras de drenaje	72
CAPITULO V. CÁLCULOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	77
5.1 Sistema de agua potable	77
5.1.1 Población y variaciones de consumos.....	77
5.1.1.1 Población de diseño	77
5.1.1.2 Variaciones de consumo	77
5.1.2. Línea de conducción	77
5.1.2.1 Presión máxima.....	78
5.1.2.2 Presión mínima.....	79
5.1.3 Red de distribución	82
5.1.3.1 Cálculo de caudales de salida en los nodos.....	82
5.1.3.2 Análisis hidráulico de la red	83
5.2 Sistema de alcantarillado sanitario	85
5.2.1 Red de alcantarillado	85
5.2.1.1. Caudal de diseño.....	85
5.2.1.2 Diseño hidráulico del colector	89
5.2.1.3 Cálculos topográficos	95
5.3. Planta de tratamiento de aguas residuales	98
5.3.1 Diseño de estación de bombeo	98
5.3.1 Tratamientos preliminares	100
5.3.1.1 Canal de entrada	100
5.3.1.2. Rejillas para sólidos gruesos	101
5.3.1.3 Rejillas para sólidos finos	102
5.3.1.4 Desarenador	103
5.3.1.5 Vertedero.....	105

5.3.2 Tratamientos primarios y secundarios.....	108
5.3.2.1 Alternativa 1 (tanque séptico + FAFA).....	108
5.3.2.2 Alternativa 2 (tanque Immhof + Biofiltro)	115
5.3.3 Análisis de las alternativas de planta de tratamiento.....	134
5.3.3.1 Criterios de selección en las alternativas.....	134
5.3.4 Selección de alternativa del sistema de tratamiento.....	137
5.5 Diseño de red agua pluvial	137
5.5.1 Resultados de caudal de diseño.....	137
5.5.1.1 Coeficiente de escorrentía.....	137
5.5.1.2 Resultados de curvas IDF	138
5.5.1.3 Cálculo hidrológico	140
5.5.2 Diseño de cuneta.....	142
5.5.2.1 Caudal para la cuneta.....	142
5.5.3 Diseño de tragante	144
5.5.3.1 Caudal de tragante (Qtg)	144
5.5.3.2 Longitud de la gaveta (Lt)	144
5.5.4 Diseño de tuberías	144
5.6. Resumen de todas las obras propuestas	155
5.6.1. Sistema de agua potable	155
5.6.2. Alcantarillado sanitario	156
5.6.3. Sistema de tratamiento de aguas residuales.....	156
5.6.3.1. Estación de bombeo de aguas residuales.....	156
5.6.3.2. tratamientos preliminares	157
5.6.3.3. Tratamiento primario.....	158
5.6.3.4. Tratamiento secundario	158

5.6.4. Red de alcantarillado pluvial.....	159
5.7. Resumen de costos y presupuestos.....	160
5.7.1. Resumen de costo de sistema de agua potable.....	160
5.7.2. Resumen de costo de sistema de alcantarillado sanitario	160
5.7.3. Resumen de costo de sistema de tratamiento.....	160
5.7.4. Resumen de obra propuesta de alcantarillado pluvial	161
Capítulo VI. conclusiones y recomendaciones	162
6.1 Conclusiones	162
6.2 Recomendaciones.....	163
BIBLIOGRAFIA.....	164
ANEXOS.....	I

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de sitio	7
Figura 2. Ubicación del sistema de tratamiento.....	39
Figura 3. Modelo de la ecuación modificada de Manning.....	72
Figura 4. Calificación final de los sistemas de tratamiento	137
Figura 5. Curvas IDF con periodo máximo de 100 años (No ajustada)	139
Figura 6. Curvas IDF con periodo máximo de 100 años (Ajustada)	140
Figura 7. Área para el cálculo de caudal en avenida 1 banda norte.....	141
Figura 8. Esquema de diseño de cuneta	143

INDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Coeficientes de rugosidad para diferentes superficies internas de tubería... 30	30
Cuadro 2. Dimensiones de los sistemas propuestos.....	134
Cuadro 3. Costo total de alternativas.	135
Cuadro 4. Porcentajes de remoción para las diferentes alternativas.....	135

Cuadro 5. Resultados de costos de mantenimiento y operación para ambas alternativas.	136
Cuadro 6. Matriz de evaluación de los sistemas de tratamiento.....	136
Cuadro 7. Resultados de las selecciones del coeficiente de escorrentía.	138
Cuadro 8. Resumen de cantidad de tuberías.	155
Cuadro 9. Resultados de costo de alternativa 1.....	161

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes de escorrentía	27
Tabla 2. Resultados de línea de conducción (Presión máxima y mínima)	81
Tabla 3. Cálculo del caudal de salida en los nodos.....	82
Tabla 4. Resultados de simulación de la red en la línea	83
Tabla 5. Resultados de simulación de la red en nodo (Presión máxima).....	83
Tabla 6. Consumo de máximo día más incendio (Velocidad en tramos).....	84
Tabla 7. Consumo de máximo día más incendio (Presiones en nodos).....	84
Tabla 8. Sin Consumo en la red (Presiones en los nodos).....	84
Tabla 9. Información de tramos tributarios	85
Tabla 10. Datos generales para cálculo de caudales	85
Tabla 11. Caudales de la red principal	87
Tabla 12. Caudales de la red secundaria	88
Tabla 13. Hidráulica de alcantarillas, tubería parcialmente llena (Red principal).....	91
Tabla 14. Hidráulica de alcantarillas, tubería parcialmente llena (Red secundaria)	92
Tabla 15. Hidráulica de alcantarilla para caudal mínimo, tubería parcialmente llena (Red principal)	93
Tabla 16. Hidráulica de alcantarillas, tubería parcialmente llena con caudal mínimo (Red secundaria)	94
Tabla 17. Resultados topográficos red principal.....	96
Tabla 18. Resultados topográficos red secundaria.....	97
Tabla 19. Diseño de pozo cárcamo	98
Tabla 20. Diseño de tubería y equipo de bombeo	99
Tabla 21. Resultados de diseño de canal de entrada.....	100

Tabla 22. Resultados de diseño de rejillas para sólidos gruesos	101
Tabla 23. Resultados de diseño para sólidos finos	102
Tabla 24. Resultados de diseño de desarenador	105
Tabla 25. Resultados de diseño de vertedero	108
Tabla 26. Resultados de diseño de tanque séptico	111
Tabla 27. Resultados de diseño del FAFA	114
Tabla 28. Resultados de diseño de tanque Imhoff	121
Tabla 29. Resultados de diseño de lecho de secado	126
Tabla 30. Resultados de diseño de Biofiltro	131
Tabla 31. Intensidades de lluvia no ajustadas para diferentes periodos de retorno	138
Tabla 32. Intensidades de lluvia ajustadas para diferentes periodos de retorno	139
Tabla 33. Resultado de cálculo de caudales de diseño.....	148
Tabla 34. Cálculo de caudales en las cunetas	150
Tabla 35. Diseño de tragantes.....	151
Tabla 36. Cálculos hidrológicos en tubería.....	152
Tabla 37. Cálculos hidráulicos en tubería.....	153
Tabla 38. Cálculos topográficos en tubería	154

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

El desarrollo de zonas urbanas implica la dotación de servicios acordes con la magnitud, importancia y auge que vaya adquiriendo una región, ya sea en forma planificada o espontánea y que en todo proyecto debemos anticipar en un plazo determinado. Esto supone muchos servicios que están interrelacionados de tal manera que la existencia de uno significa la presencia y/o desarrollo de otros.

Esta relación está demostrada en la íntima coexistencia de un sistema de abastecimiento de agua potable y un sistema de recolección de las aguas residuales. Los sistemas de alcantarillado con corriente líquida resuelven el problema de transportar los desechos creados por los habitantes de las ciudades. En su composición se encuentran sólidos orgánicos disueltos y suspendidos que son sujeto de descomposición.

Sin embargo, también es necesario contar con un sistema de tratamiento de todas las aguas residuales recolectadas de la ciudad, esto a fin de no perjudicar la calidad del medio ambiente circundante al sitio donde dichas aguas serán depositadas.

En adición a estos sistemas, se requiere de una red de recolección de aguas pluviales para evitar inundaciones que generen daños en las propiedades.

El análisis y contenido de este documento se basa en el diseño de un sistema de redes hidrosanitarias, que se implementará en la urbanización Ahmed Campos, con el fin de prestar un óptimo servicio a la población y un manejo adecuado del agua.

La urbanización en estudio presenta los siguientes problemas:

- a. No existe un suministro de agua potable que abastezca a la población, para garantizar la cantidad y la calidad de acuerdo a la demanda producida.

- b. La urbanización no dispone de un sistema de alcantarillado sanitario que conduzca de forma segura las aguas residuales, las cuales generan riesgos para el ambiente exponiendo a la población a enfermedades infecciosas, malos olores y otros posibles inconvenientes.

- c. La falta de tratamiento de las aguas residuales, con alto contenido de agentes patógenos y desechos sólidos, que genera la urbanización producen la contaminación en los cuerpos receptores.

- d. La falta de un sistema de drenaje pluvial provoca el exceso de escorrentía superficial la cual ocasiona inundaciones que tienen como consecuencia daños en las propiedades y pérdidas materiales.

1.2 Antecedentes

El abastecimiento de agua y saneamiento en las zonas urbanas compete principalmente a la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL) y en zonas rurales a los comités de agua potable. A pesar de que los niveles de inversión son relativamente altos, el acceso a los servicios de abastecimiento de agua en zonas a penas se ha podido mantener al ritmo de crecimiento poblacional.

Según el Programa de Monitoreo Conjunto OMS/UNICEF (JMP/2006), los niveles de acceso a servicios mejorados de abastecimiento y saneamiento en Nicaragua son bajos en comparación con años anteriores, ya que los progresos significativos se dieron en la década de los 70 y 90, y durante la última década parece haberse estancado. Este censo arrojó que la cobertura de agua alcanzó a 93.1% en las áreas urbanas, a 63% en áreas rurales, y a 80.3% en promedio.

Particularmente en el departamento de Chontales menos del 50 por ciento tienen acceso al agua potable, ya que los puntos de toma de agua y su desarrollo son difíciles debido a la topografía del terreno (Pendientes fuertes y escabrosas).

Para 2010 se inauguró la planta de tratamiento de agua potable Ahmed Campos Correa, que procesa 180 l/s, provenientes del lago Cocibolca.

En la actualidad el sistema de agua potable de la ciudad de Juigalpa tiene una red de distribución de 85 km de longitud y cuenta con 7270 conexiones domiciliarias y 43 conexiones gubernamentales, dando servicio a aproximadamente 90% de la población.

También existen dos puestos públicos que dan servicio a nuevos barrios que a corto plazo serán incorporados al sistema, mediante nuevas conexiones domiciliarias.

1.3 Justificación

El constante incremento poblacional ha provocado el desarrollo de proyectos urbanísticos que cumplan con la demanda habitacional, que se genera en las ciudades. Uno de los aspectos más importantes en dichos proyectos es el manejo adecuado del agua, el cual es uno de los servicios básicos para toda vivienda.

Los diseños hidrosanitarios contemplan los sistemas de redes, mediante los cuales se garantizará un apropiado suministro y evacuación de aguas, lo cual es indispensable para asegurar un óptimo nivel de vida para los habitantes de la urbanización.

El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable garantizará la dotación del consumo doméstico, que cubra las necesidades de la comunidad como: agua para bebida, preparar sus alimentos, aseo personal, etc.

El transporte de las aguas residuales provenientes de la vida doméstica debe realizarse a través de una red de alcantarillado, que asegure su recolección y conducción de forma segura. Es necesario hacer hincapié en que el problema derivado del transporte de las aguas residuales, no se soluciona por el hecho de contar con instalaciones domiciliarias y redes generales de alcantarillado, si no se cuenta con una planta de tratamiento debidamente diseñada.

En correspondencia con lo anterior, la propuesta del diseño de la planta de tratamiento debe contar con los procesos necesarios para disminuir la cantidad de contaminantes presentes en el agua, de manera que, puedan verterse en el cuerpo receptor sin afectar al mismo.

Por otro lado, la modificación de la red de drenaje y el proceso de transformación lluvia-escorrentía, asociado al desarrollo urbano, alteran sustancialmente la hidrología de las cuencas donde se produce. Es por ello que se requiere del diseño de la red de drenaje pluvial para evitar el deterioro de las calles y avenidas y que asegure el transporte de las aguas al cuerpo receptor, evitando posibles inundaciones en las áreas urbanizadas.

1.4. Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar un sistema de redes hidrosanitarias y pluviales para la urbanización **“AHMED CAMPOS”**, **municipio de Juigalpa** que garantice un apropiado suministro de agua potable, tratamiento de aguas residuales y la evacuación de aguas pluviales, empleando normas y parámetros establecidos por INAA.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Realizar el diseño cada uno los elementos que conforman la red de distribución de agua potable para un período de diseño de 20 años.
2. Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, para que su desempeño sea eficiente, en base a las normativas del INAA y Alcaldía de Managua.
3. Proponer y analizar alternativas de un sistema de tratamiento de aguas residuales que se adapte a las condiciones físicas y ambientales del lugar para mitigar los impactos de la descarga de sustancias contaminantes, tomando como referencia las normativas del INAA, CEPIS y Normas y Reglamentos del MARENA.
4. Realizar el dibujo de los planos finales y especificaciones técnicas de todos los sistemas propuestos para su construcción.
5. Elaborar un presupuesto de los diseños para el análisis de la viabilidad económica del proyecto, utilizando el catálogo de etapas emitido por el FISE.

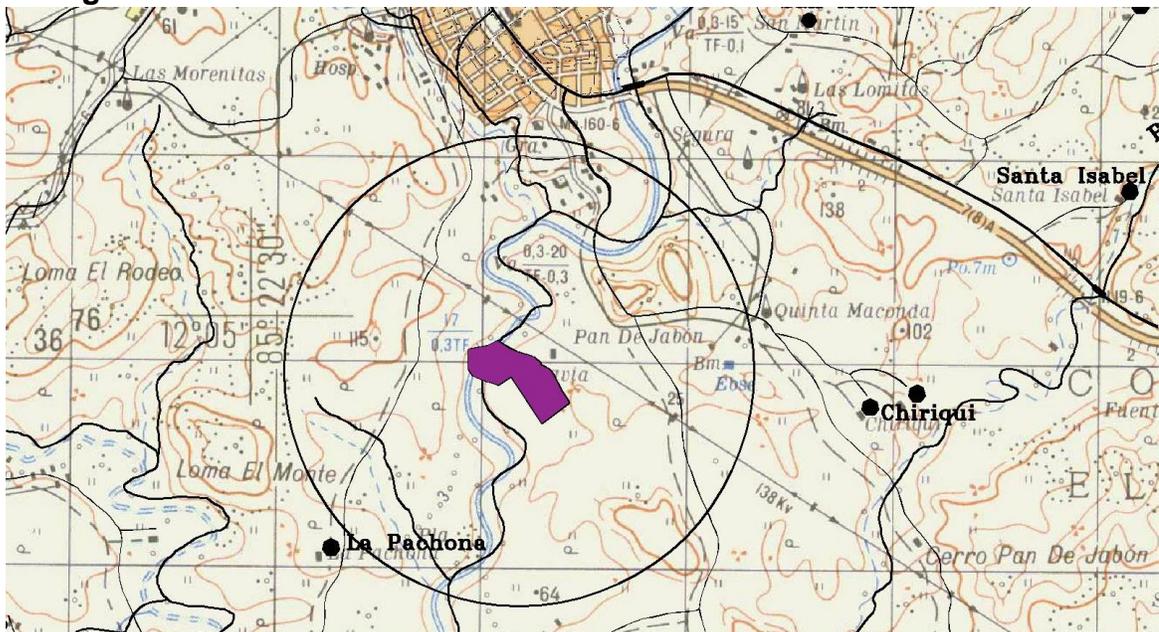
CAPITULO II. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1. Ubicación

La urbanización “Ahmed Campos” se encuentra en el municipio de Juigalpa, departamento de Chontales, el que se ubica a 139 kilómetros de Managua, en la parte central del territorio de Nicaragua, entre la costa nororiental del Gran Lago de Nicaragua, la Cordillera de Amerrisque y los valles que traza en su descenso hacia el lago. Este municipio ocupa el primer lugar en el departamento por el tamaño de su población y el tercero de acuerdo a su extensión territorial.

El sitio propuesto está ubicado en el costado sur de la ciudad de Juigalpa, en el sector conocido como “El Níspero”, Comunidad Batavia (Ver Figura 1). El acceso al sitio es por un camino de tierra de todo tiempo. La longitud del camino de acceso es de 2.5 Km desde la carretera Juigalpa-Acoyapa hasta el sitio.

Figura 1. Ubicación de sitio



FUENTE: INETER

2.2 Área del proyecto

La urbanización “Ahmed Campos” cuenta con un área total de 87,328.969 m². Cuenta con 240 lotes que suman 37,298.462 m². 17,308.950 m² de avenidas y calles, 14,718.210 m² de áreas comunales, 12,342.233 m² afectados por el río Mayales y 5,661.114 m² de terreno para reforestar.

Los 240 lotes cuentan con áreas que van desde los 141.501 m² hasta los 229.410 m². Estos lotes están distribuidos en 13 bloques con números de lotes variables por la forma del terreno.

2.3 Clima

Predomina el clima de sabana tropical; el clima es cálido y seco. La temperatura media oscila entre los 25°C y 28°C; siendo los meses más calientes de marzo a mayo, con una temperatura media de 28°C y los meses más fríos diciembre y enero, con una temperatura media de 25.7°C.

El viento es predominantemente en dirección noreste a una velocidad de 2.2 a 3.6 m/seg. La humedad relativa promedio es de 76.7%, siendo la máxima en el mes de septiembre (84%) y la mínima en el mes de marzo (68%).

La evaporación mensual promedio es de 186.8 mm, siendo la mínima en el mes de marzo (132 mm) y la máxima en el mes de abril (260 mm).

La precipitación anual varía entre 1,000 y 1,500 mm/año. El período de lluvias varía de 5 a 7 meses. Con esta información se calculará la intensidad de lluvia para un periodo de retorno y encontrar el caudal que se necesita para diseñar la red pluvial.

El sitio se encuentra dentro de la cuenca del Río San Juan de Nicaragua, localizado al noreste de la ciudad capital Managua, con relieve montañoso y abrupto, con elevaciones topográficas menores de los 800 metros.

2.4 Suelos

Las rocas y suelos de mayor predominio en la zona se encuentran desde leve hasta intensamente alterados y meteorizados con fracturas superficiales. Esto último debido a la incidencia de sistemas de fallas geológicas locales de dimensiones y formas diversas. En el territorio destacan dos tipos de direcciones preferenciales de fallas, unas con orientación Noroeste-Sureste, y otras con tendencia Noreste- Suroeste.

Los materiales encontrados en la exploración, que predominan en el subsuelo corresponden a materiales elásticos; conformados por limos arcillosos, que se clasifican del tipo MH (A-7-5 y A-7-6) y materiales granulares; correspondientes a arenas limosas, que se clasifican del tipo SM (A-4, A-2-4 y A-1-b).

Todos los materiales encontrados en la exploración son considerados de regulares a buenos (granulares) y malos (elásticos), como material de cimentación de terraplenes o estructuras de pavimento, predominando los materiales elásticos.

En los sondeos realizados no se detectó la presencia del nivel freático a las profundidades investigadas.

CAPITULO III. MARCO TEÓRICO

3.1 Período de diseño

Cuando se realiza un proyecto, se debe prever que los elementos del sistema a diseñar tengan capacidad para dar servicio durante un período a futuro a partir de su instalación, a este espacio de tiempo se le denomina, período de diseño. Al proyectar de esta manera se intenta satisfacer las necesidades de la sociedad que se comporta de forma dinámica. El período de diseño se define como el tiempo durante el cual la obra de ingeniería funciona económicamente.

3.2 Población de diseño

La población es siempre un factor relevante al estimar usos futuros del agua, es necesario predecir, de alguna manera, cuál sería la población en el futuro. La información necesaria para seleccionar la tasa de crecimiento con la cual habrá de proyectarse la población de la localidad en estudio se puede conseguir en las instituciones como:

- El Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE), el cual maneja toda la información relacionada con las poblaciones del país.
- Información proveniente de instituciones propias del lugar, tales como: Alcaldías, ENEL, ENACAL y el Programa de Erradicación de la Malaria del MINSA.

3.3 Sistema de abastecimiento de agua potable

3.3.1 Población

La tasa de crecimiento poblacional indicada para la urbanización es del 0% ya que no se pretende ampliar el área de proyecto. Debido a lo anterior, se considera la

población por saturación, lo que significa que se estimará el número de habitantes de acuerdo a la cantidad total de viviendas establecidas para el proyecto y el índice poblacional indicado para zonas urbanas medido en el Censo Poblacional 2005.

3.3.2 Dotaciones y demanda de consumo

“La acertada determinación de los parámetros de diseño, y entre ellos la cifra de consumo, da lugar a un sistema de abastecimiento de agua eficiente a lo largo de su período de diseño”. (Corcho Romero & Duque Serna, 2005, pág. 120)

3.3.2.1 Dotaciones

Según la normativa de INAA (2004) para determinar las cantidades de agua que se requieren para satisfacer las condiciones inmediatas y futuras de las ciudades o poblaciones proyectadas, la norma recomienda usar los valores de consumo medio diario, cuya selección de dichos valores dependerá de la densidad poblacional del sitio a proyectar. Para el caso del área en estudio se seleccionará dotaciones para zonas de alta densidad poblacional.

3.3.2.2 Consumo doméstico

El consumo de una población se divide en consumo doméstico, en consumo industrial, consumo público y consumo por pérdidas y desperdicios. Por la condición que presenta el sitio en estudio solo se tomará en cuenta el consumo doméstico, ya que es una urbanización y no posee lugares de industria ni lugares de servicios públicos.

3.3.2.3 Factores de máximas demandas

Los incrementos en las variaciones de consumo están expresos en porcentajes de las demandas promedio diario.

a. Demanda de máximo día

Las condiciones y variaciones en el clima inciden directamente en el consumo de agua potable, a través de los meses, semanas y días dentro de un año con respecto a la demanda promedio diario. Esta demanda corresponde al 130% de la demanda promedio diario total en la ciudad de Managua y para otras localidades este parámetro estará entre el 130% a 150%.

b. Demanda de máxima hora

Durante el transcurso del día de máxima demanda, también se presentan fluctuaciones horarias en el consumo de agua, estas pueden ser máximas y mínimas; el exceso máximo horario que se presenta en el día de máxima demanda sobre el consumo promedio diario total se conoce como Demanda de Máxima Hora, los valores de fluctuaciones de consumo para la ciudad de Managua corresponden al 150% de la demanda del día promedio, y para las localidades del resto del país será del 250% del mismo día.

3.3.2.4 Pérdidas en el sistema

Parte del agua que se produce en un sistema de agua potable se pierde en cada uno de sus componentes, esto constituye lo que se conoce con el nombre de fugas y/o desperdicio en el sistema. Para esta pérdida, se deberá aumentar el caudal promedio diario en un 20%.

3.3.3 Obras de captación

Son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea. Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento.

- a. Directa
- b. Corresponde a una clasificación por su calidad del agua. Cuando la calidad física química y bacteriológica permite adoptar la cloración como mínimo tratamiento (Dique toma, torre toma, estación de bombeo).

- c. Indirecta

Cuando la calidad bacteriológica del agua o la turbidez ocasional de la misma requiere el aprovechamiento de la filtración natural a través de estratos permeables conectados con el río. Ejemplo: Galería de infiltraciones y pozos recolectores. Cuando la fuente superficial es un lago o una laguna, normalmente se capta por estación de bombeo.

3.3.4 Sistema de potabilización

Los sistemas de potabilización dependen de la magnitud y del tipo de obra de captación, pueden ser desde sistemas sencillos que solo comprende cloración, hasta un sistema completo de tratamiento para potabilización.

3.3.5 Líneas de conducción

Las líneas de conducción corresponden a la conexión que va desde la obra de captación hasta la red de distribución.

- a. Conducción por bombeo

Esta conducción se lleva a cabo mediante el uso de quipos de motores que trasladaran el agua desde la fuente de captación que se encuentra en una cota más baja hasta la red de distribución que se encuentra en una cota más alta.

- b. Conducción por gravedad

El uso de un sistema de conducción por gravedad se debe al aprovechamiento de diferencia de alturas entre un nivel superior que corresponde a la fuente de captación a un nivel inferior que es donde se sitúa la red de distribución

3.3.6 Red de distribución

En el diseño de la red de distribución, se requiere del buen criterio del proyectista, sobre todo en aquellas localidades o ciudades en las que no se tienen planes reguladores del desarrollo de las mismas que permitan visualizar el desarrollo de la ciudad al final del período de diseño.

La función de la red de distribución es la de suministrar el agua potable suficiente a los diferentes consumidores en forma sanitariamente segura, proveer de suficiente agua para combatir incendios en cualquier punto del sistema.

3.3.6.1. Conexiones domiciliarias

Es la tubería que conduce el agua potable de la tubería principal ubicada en la red pública a la vivienda.

3.3.7 Dimensionamiento de los elementos

El análisis hidráulico de la red y de las líneas de conducción, permitirá dimensionar los conductos de las nuevas redes de distribución, así como los conductos de los refuerzos de las futuras expansiones de las redes existentes. La selección del diámetro es también un problema de orden económico, ya que, si los diámetros son grandes, elevará el costo de la red y las bajas velocidades provocarán frecuentes problemas de depósitos y sedimentación, pero si es reducido puede dar origen a pérdidas de cargas elevadas, y altas velocidades.

El análisis hidráulico presupone, también la familiaridad con los procesos de cálculos hidráulicos. Los métodos utilizados de análisis son:

- Seccionamiento.
- Método de relajamiento o de pruebas y errores de Hardy Cross (balance de las cargas por correcciones de los flujos supuestos y el balanceo de los flujos por correcciones de las cargas supuestas).
- Método de los tubos equivalentes.

- Análisis mediante computadores.

Para el análisis de una red deben considerarse los aspectos de red abierta y el de malla cerrada. En el caso de red abierta puede usarse el método de la gradiente piezométrica y caudal, usando la fórmula de Hazen-Williams u otras similares.

3.3.8 Almacenamiento

En el proyecto de cualquier sistema de abastecimiento de agua potable, deben de diseñarse los tanques que sean necesarios para el almacenamiento, de tal manera que éstos sean todo el tiempo capaces de suplir las máximas demandas que se presenten durante la vida útil del sistema, además que también mantengan las reservas suficientes para hacerles frente, tanto a los casos de interrupciones en el suministro de energía, como en los casos de daños que sufran las líneas de conducción o de cualquier otro elemento.

En los sistemas en donde existan hidrantes para combatir incendios, también será necesario almacenar los volúmenes de agua para enfrentar estas circunstancias.

3.4. Sistema de alcantarillado sanitario

3.4.1 Cantidad de aguas residuales y fluctuaciones de caudal

El caudal de aguas residuales no es el mismo durante todos los días y los meses a lo largo del año, es por ello que la norma para diseño de alcantarillado sanitario del INAA, toma en cuenta el cálculo de estas fluctuaciones para fines de diseño.

3.4.1.1 Caudal medio

El caudal medio corresponde a la cantidad de agua requerida por un habitante en un día cualquiera del año. Y por normativa se establece que: “El caudal medio de aguas residuales domesticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del consumo de agua” (INAA, 2004, pág. 75)

3.4.1.2 Caudal mínimo de aguas residuales

Este caudal se utiliza para verificar si se produce auto lavado dentro del sistema de alcantarillado.

3.4.1.3 Caudal máximo de aguas residuales

Corresponde al mayor caudal que puede ser transportado en un periodo del día, este se utiliza para determinar la capacidad del sistema de alcantarillado.

3.4.1.4 Caudal de infiltración

El caudal aportado por agua de infiltración se toma en cuenta en el diseño de un sistema de redes de alcantarillado sanitario, los parámetros usados para determinar dicho gasto son los siguientes:

Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.

Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día.

Para tuberías plásticas 2 L/hora/100m y por cada 25mm de diámetro.

3.4.1.5 Caudal de diseño

La normativa de INAA (1976) lo define como el máximo caudal por hora de contribución de aguas residuales, y que este abarca los caudales de infiltración, caudal comercial y el caudal institucional.

3.4.2 Tipos de sistemas de alcantarillado sanitario

Para la recolección y transporte de aguas residuales a la planta de tratamiento, la normativa establece únicamente dos sistemas, convencional y los no convencionales (Condominal, sin arrastre de sólidos y simplificado), cuya elección

queda a criterio del diseñador, por lo que en este caso se utilizó el sistema convencional.

3.4.2.1 Tipos sistema convencional

Los sistemas convencionales de alcantarillado son el método más popular para la captación y conducción de las aguas residuales. Está constituido por redes colectoras que deberán estar ubicadas según INAA (1976) de la siguiente manera:

En las vías de circulación dirigidas de este a oeste, las tuberías se deberán ubicar al norte de la línea central de la vía. En las vías de circulación de norte a sur, las tuberías se deberán ubicar al oeste, a 1.5 m de la orilla de la acera. En caso de pistas de gran anchura se deberá colocar dos líneas de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.5m. (p. 16).

3.4.3. Componentes del sistema

3.4.3.1. Sistema convencional

El sistema convencional presenta 5 componentes, 4 de ellos tienen la misma función que en los sistemas condominales.

a. Conexión domiciliar

Es la tubería que conduce el agua residual de un lote a la red pública.

b. Tanque interceptor

Especie de canalización cerrada destinada captar y transportar hacia un punto común las aguas residuales provenientes de dos o más colectoras.

c. Colector

Corresponde a una tubería que forma parte de un sistema de alcantarillado que recibe una o más cañerías.

d. Registros de limpieza e inspección de cajas de visita

Para la conexión de dos o más colectores o ramales se requiere de un elemento llamado Caja de Inspección (CI), ya que permite la inspección y el mantenimiento de la red. Además, tienen la finalidad de construir el punto de conexión de las instalaciones sanitarias domiciliarias en el lote, pueden tener un diámetro de 40 cm o 60cm.

e. Pozos de visita sanitarios (PVS)

Son unas cámaras de visita que consisten en una abertura en su parte superior, destinada a permitir la confluencia de dos o más colectores y los cambios de dirección horizontal y vertical de la tubería. Además, tienen la finalidad de permitir la inspección y el mantenimiento de las alcantarillas.

3.4.4 Red de recolección

Corresponde a todo el conjunto de elementos que la conforman, siendo algunos de estos: colectores, interceptores, cámaras de inspección, pozos de visita sanitarios, etc.

a. Trazado de colectores

El trazado de colectores se realiza en un plano general de la zona o de la comunidad con curvas de nivel. Ya conociendo la localización de la planta de tratamiento se trazan las líneas de alcantarillas desde los puntos más altos hacia los más bajos, con el fin de aprovechar la pendiente, se debe procurar utilizar la red vial definida de manera que permita que ocurran la mayor cantidad de pozos cabeceros, esta medida aumentará el número de tramos de mínima profundidad y por lo tanto menor excavación.

b. Localización

En las vías de circulación dirigidas de este a oeste, las tuberías se deberán ubicar al norte de la línea central de la vía. En las vías de circulación dirigidas de norte a sur, las tuberías se deberán ubicar al oeste de la línea central de la vía.

En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 m.

3.4.4.1. Hidráulica de las alcantarillas

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer con base al criterio de la tensión de arrastre y a la fórmula de Manning. Se pueden usar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionarán de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema y a los costos de inversión de operación y mantenimiento.

a. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo establecido por INAA, deberá ser de 150mm.

b. Pendiente mínima

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado. En todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 (vm)/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos menor a 3cm.

3.5 Tratamiento de aguas residuales

3.5.1 Caracterización de las aguas residuales

a. Generalidades

Las aguas residuales son fundamentalmente las aguas de abastecimiento de una población, que han sido impurificadas por diversos usos. Hilleboe, H.E. (1986) afirma que, desde el punto de vista de su origen, resultan de la combinación de los líquidos o desechos arrastrados por el agua, procedentes de las casas de habitación, edificios comerciales e instituciones. (p. 15).

b. Contaminantes de importancia

El conocimiento de la naturaleza del agua residual es fundamental para el proyecto y explotación de las infraestructuras, tanto de recolección como de tratamiento y evacuación de las aguas residuales, así como para la gestión de la calidad del medio ambiente.

Las características de las aguas residuales de una localidad en particular deben averiguarse, por medio de pruebas de laboratorio, para determinar cuál será el tratamiento necesario y aplicar los métodos más efectivos. La normativa INAA cita los contaminantes presentes en las aguas residuales:

- Sólidos en suspensión. Los cuales pueden originar depósitos de lodos y condiciones anaeróbicas cuando se vierte agua residual sin tratar en un cuerpo receptor.
- Materia orgánica biodegradable, compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos y grasas animales, la cual se mide en la mayoría de veces, en función de la DBO.
- Organismos patógenos, los cuales pueden transmitir enfermedades contagiosas.
- Sólidos inorgánicos disueltos.

3.5.2 Procesos de tratamiento

El tratamiento de aguas residuales consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen como fin eliminar los contaminantes físicos, químicos y biológicos presentes en el agua efluente del uso humano.

El alejamiento de las aguas residuales de la población con sistemas de alcantarillado se realiza a través de instalaciones domiciliarias que desaguan en conductos impermeables subterráneos unidos en forma de red, y que constituyen la red general de alcantarillado. Es necesario hacer hincapié, en que, el problema derivado de la eliminación de las aguas servidas no se soluciona por el hecho de

contar con instalaciones domiciliarias y redes generales de alcantarillado si no se cuenta con una planta de tratamiento debidamente diseñada.

Es por ello que se hace indispensable un tratamiento antes de su disposición final. Las aguas residuales que se vacían en corrientes naturales, lagos, esteros, ríos, etc., producen una contaminación que puede ser peligrosa para la salud, generar condiciones desagradables u ofensivas para una comunidad o crear problemas urbanísticos en las zonas adyacentes o aguas abajo de las descargas. Por esta razón, debe limitarse la concentración de aguas residuales o especificar la dilución aceptable para determinado volumen de agua.

3.5.2.1. Estación de bombeo de aguas residuales

Cuando sea necesario diseñar estaciones de bombeo para un sistema de alcantarillado sanitario, deberán tomarse las debidas precauciones con respecto a su localización, construcción, arreglo, tipo de equipo y apariencia externa. Deberán localizarse en sitios no expuestos a inundaciones, fuera del derecho de vía de calles y caminos y de fácil acceso.

Sí en el estudio de un nuevo sistema de alcantarillado sanitario o en la ampliación de uno ya construido, existe la posibilidad de que se haga necesario la instalación de una o más estaciones de bombeo

3.5.2.2 Tratamientos preliminares

Se hacen como antecedentes a los tratamientos primarios, secundarios, o terciarios, pues las aguas residuales pueden venir con desechos muy grandes y voluminosos que no pueden llegar a las plantas de tratamiento y sirven de igual manera para aumentar la efectividad de estos procesos.

a. Rejillas

Con éstas se retiene todo el material grueso, su principal objetivo es retener basuras, material sólido grueso que pueda afectar el funcionamiento de las

bombas, válvulas, aireadores, etc. Se utilizan solamente en los desbastes previos, y sirven para que los desechos no dañen las maquinas. Se construyen con barras de 6 mm de grosor y son acomodadas aproximadamente a 100 mm de distancia.

b. Tamices

Son elementos con aberturas menores a la de las rejillas para remover un porcentaje más alto de sólidos, con el fin de evitar atascamiento de tuberías, filtros biológicos, con una abertura máxima de 2.5mm. Tienen una inclinación particular que deja correr el agua y hace deslizar los desechos por fuera de la malla. Necesita un desnivel importante entre el punto de alimentación del agua y el de salida.

c. Microfiltros

Son planillas giratorias plásticas o de acero por las cuales circula el agua y recogen los desechos y las basuras en su interior, los microfiltros tienen sistemas de lavado para que así puedan mantener las mallas limpias. Dependiendo de la aplicación que tengan se selecciona el tamaño de las mallas.

d. Desarenadores

Son unidades encargadas de retener arenas, guijarros, tierra y otros elementos vegetales o minerales que traigan las aguas.

3.5.2.3 Tratamientos primarios

En este tipo de tratamiento lo que se busca es remover los materiales que son posibles de sedimentar, usando tratamiento físico o fisicoquímico.

La sedimentación física es el proceso mediante el cual se dejan asentar por gravedad los sólidos en suspensión en las aguas residuales. Las bacterias que crecen en este medio, junto con otros sólidos, se retiran en un tanque de sedimentación secundario y se hacen entrar de nuevo al tanque de ventilación. En este tipo de tratamiento se pueden retirar de un 60 a un 65% de los sólidos sedimentables y de 30 a 35% de los sólidos suspendidos en las aguas residuales.

a. Tanque séptico

Un tanque séptico es aquella fosa que recibe y trata las aguas residuales que provienen de una vivienda o edificación. En esta fosa la parte sólida de las aguas residuales es separada por un proceso de sedimentación, y a través del denominado “proceso séptico” se estabiliza, por la acción de bacterias anaerobias, la materia orgánica de esta agua para lograr transformarla en un lodo inofensivo.

Una trampa de grasa, o triturador se debe proveer anterior al tubo de entrada de aguas residuales.

Para la técnica del tanque séptico es fundamental la capacidad de infiltración el terreno y no solo las dimensiones del tanque.

En un tanque séptico los lodos se ubican en dos secciones principales: los más pesados se depositan en el fondo del tanque y los de origen grasoso, que son livianos y flotan como “natas” sobre las zonas o capas antes mencionadas.

La combinación tanque séptico – filtro anaerobio requiere de un mantenimiento periódico, principalmente orientado a la remoción de los sólidos retenidos en la primera unidad y un retro lavado en la segunda a fin de eliminar posibles obstrucciones en los espacios o poros por donde circula el agua residual.

b. Tanque Imhoff

Es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara.

Los tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo, para su uso concreto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arena.

El tanque imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos:

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.
- Área de ventilación y acumulación de nata.

3.5.2.4 Tratamientos secundarios

Se da para eliminar desechos y sustancias que con la sedimentación no se eliminaron y para remover las demandas biológicas de oxígeno. Con estos tratamientos secundarios se pueden expeler las partículas coloidales y similares. Puede incluir procesos biológicos y químicos. Este proceso acelera la descomposición de los contaminantes orgánicos.

El procedimiento secundario más habitual es un proceso biológico en el que se facilita que bacterias aerobias digieran la materia orgánica que llevan las aguas.

Existen diferentes tipos de tratamiento secundarios; entre ellos se encuentran:

a. Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (FAFA)

Son usualmente utilizados como tratamientos secundarios de aguas residuales domésticas, para poblaciones pequeñas, éstos serán utilizados como sistemas de tratamiento secundario complementario a los producidos por una fosa séptica y su principio de uso es requerido para sistemas en los que no exista posibilidad de instalar un sistema de absorción.

El principio del FAFA es proporcionar un sustrato mediante rocas u otro material diseñado para ello, en el cual crece una capa biológica que realiza un tratamiento biológico al paso del agua en forma ascendente (el agua se suministra por abajo del tanque). Por lo anterior su nombre de filtro no es correcto, es un reactor de contacto biológico que a medida asciende el agua por el medio, ocurren la degradación biológica y surge un efluente con menos carga orgánica, con remociones del 70% al 80% de DBO.

El principio físico de su funcionamiento radica en su característica de *flujo ascendente*, pues el afluente ingresa al filtro por su parte inferior y el proceso de

llenado lo lleva a cruzar la totalidad del medio filtrante en forma ascendente, en el cual ocurren los procesos físicos, químicos y microbiológicos que realizan la depuración del afluente. Por último, el efluente tiene salida por la parte superior del filtro a aproximadamente 0.30 m sobre el medio filtrante.

b. Biofiltro

Es un sistema que imita a los humedales (pantanos) naturales, donde las aguas residuales se depuran por procesos naturales. Los biofiltro son humedales artificiales de flujo subterráneo, diseñados para maximizar la remoción de los contaminantes que se encuentran en las aguas residuales.

Los biofiltros son pilas de poca profundidad rellenas con un material que sirve como lecho filtrante, en cuya superficie se siembran plantas de pantano, en las que las aguas residuales pretratadas fluyen en sentido vertical u horizontal.

Un biofiltro de flujo horizontal consta de pilas rectangulares con profundidades que oscilan entre 60 y 100 cm, con un relleno de material grueso (5 a 10 cm de diámetro) en las zonas de distribución (entrada) y recolección (salida). La fracción principal del lecho filtrante, ubicada entre las zonas de material grueso, es homogénea y más fina, normalmente de 0.5 a 15 mm de diámetro.

En este tipo de biofiltro, las aguas residuales pretratadas fluyen lentamente desde la zona de distribución en la entrada de la pila, con una trayectoria horizontal a través del lecho filtrante, hasta llegar a la zona de recolección del efluente. Durante ese recorrido, que dura de tres a cinco días, el agua residual entra en contacto con zonas aeróbicas (con presencia de oxígeno) y anaeróbicas (sin presencia de oxígeno) ubicadas las primeras alrededor de las raíces de las plantas y las otras en zonas alejadas de las raíces.

Durante su paso a través de las diferentes zonas del lecho filtrante, el agua residual es depurada por la acción de microorganismos que se adhieren a la superficie del lecho y por otros procesos físicos tales como la filtración y la sedimentación.

3.6 Sistema de drenaje pluvial

3.5.1 Información hidrometeorológica

Servirá para calibrar y determinar el o los modelos hidrológicos que se utilizarán para calcular la tormenta de diseño que será la base del estudio hidrológico. El estudio hidrológico es el cálculo del caudal máximo probable que ocurre en un punto determinado de una cuenca o subcuenca con el fin de diseñar una obra hidráulica. Actualmente se están instalando estaciones hidropluviométricas en diferentes cauces del sistema primario que aportarán datos directos de caudales que podrán ser utilizados para diseños hidráulicos.

3.5.2 Cantidad de agua de lluvia

La cantidad de agua de escurrimiento de lluvia se calculará por el método racional, según el tamaño de la cuenca.

Se tomarán en cuenta las características morfológicas de la cuenca, tales como área, perímetro, características del relieve o pendiente y forma de la cuenca. Otros factores importantes son el tipo y uso o zonificación del suelo; ya que estos influyen en el comportamiento de la escorrentía superficial.

El método racional se utiliza en hidrología para determinar el caudal instantáneo máximo de descarga de una cuenca hidrográfica. El método racional puede usarse en lugares donde no se posee información para calibrarse y es adecuado a utilizarse para áreas hasta 1,000 acres, o sea, 405 hectáreas y áreas no mayores de 5 Km².

Para calcular el caudal de aportación en cuencas mayores de 405 hectáreas o 5 Km², se aplicará el método tránsito de avenidas en la variante de Muskingum.

La selección del modelo hidrológico a utilizar dependerá de la cantidad de datos básicos obtenidos, objetivos del proyecto, el tamaño de la cuenca de aportación, del uso del suelo dentro del área de estudio y el nivel de precisión requerido en los resultados.

3.5.2.1 Coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía depende del suelo, la superficie y el uso de la cuenca. En general el volumen de agua que se precipita nunca es igual al que escurre en la cuenca. Para el cálculo de los coeficientes de escorrentía, se adoptará como uso de suelo oficial, el vigente contenido en el “Reglamento de zonificación y uso del suelo del municipio de Managua”; en el caso de existir diferentes usos del suelo dentro de una cuenca tributaria se deberá tomar un coeficiente de escorrentía ponderado haciendo uso de la Tabla 1.

Tabla 1. Coeficientes de escorrentía

COMPONENTE DEL AREA	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA
Centro de la Ciudad Capital (API-N)	0.70-0.80
Zona de Producción de Industria Liviana (PI-1)	0.50-0.70
Zona de Producción de Industria Pesada (PI-2)	0.30-0.50
Zona de Producción Mixta y Vivienda (PM-1)	0.75-0.85
Zona de Producción Mixta de Industria y Comercio (PM-a)	0.75-0.85
Zona de equipamiento de Transporte Aéreo (ET-1)	0.60-0.80
Zona de Equipamiento de Transporte Lacustre (ET-2)	0.50-0.70
Zona de Equipamiento de Transporte Terrestre y Mercado (ET-3)	0.70-0.85
Zona de Equipo. Institucional especializado (E.I.E)	0.60-0.80
Zona de Reserva Natural de Parques Nacionales (RN-1)	0.05-0.20
Zona de Reserva Natural de la costa del lago (RN-2)	0.10-0.25
Zona de Reserva Natural de Protección del Suelo (RN-3)	0.05-0.20
Zona de Reserva Natural de Parques Urbanos (RN-3)	0.05-0.20
Zona de Reserva Natural de Parques Urbanos (RN-4)	0.35-0.40
Zona de Reserva Natural de Cementerios (RN-5)	0.25-0.35
Zonas de Reserva Natural de Minas (RN-6)	0.05-0.20
Zona Urbana Regional, Terrenos planos	0.10-0.15
Zona Urbana Regional, Terrenos Ondulados	0.15-0.20
Zona Rural de producción Agropecuaria	0.05-0.20
Zona de Vivienda de Densidad Alta (V-1)	0.50-0.60

Zona de Vivienda de Densidad Media Alta (V-1)	0.40-0.50
Zona de Vivienda de Densidad Media Baja (V-3)	0.35-0.40
Zona de Vivienda de Densidad Baja (V-4)	0.30-0.35
Techos y Calles de Asfalto y Concreto	0.90-0.95
Áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes no mayores del 5 %	0.10-0.20
Áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes del 5% al 10%	0.12-0.20
Áreas boscosas (depende de pendientes tipo de suelo o cobertura superficial).	0.05-0.20

FUENTE. *Reglamento de drenaje pluvial ALMA*

El coeficiente de escorrentía de la fórmula racional se estimará para los diferentes usos del suelo, dependiendo de la zona donde estará ubicado el proyecto, para lo cual se usarán valores de “C” ponderado.

3.5.2.2 Intensidad de la lluvia (I)

La intensidad de la lluvia es función de la frecuencia del aguacero de diseño seleccionado previamente en dependencia del tipo e importancia de la obra y del tiempo de concentración.

La intensidad de la precipitación de la lluvia puede ser tomada directamente de la curva Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la o las estaciones meteorológicas representativas ubicadas cerca de la cuenca del proyecto y calculadas para diferentes periodos de retorno.

3.5.2.3. Período de retorno o frecuencia del aguacero de diseño (TR)

El período de retorno en el diseño es el intervalo en años que se establece como nivel de protección para las estructuras a construir y será de un valor mayor cuanto más importante y de mayor repercusión social, ecológica y económica tenga la obra dentro del municipio.

Toda obra de cruce vial como caja puente y alcantarilla deber ser diseñada para un Período de Retorno no menor de 25 (Veinticinco) años. Los cauces que sean o no revestidos, se diseñan bajo las indicaciones siguientes: cauces principales naturales o artificiales se diseñan para un período de retorno de 50 (Cincuenta) y 100 (Cien) años; cauce secundarios naturales o artificiales se diseñan para 10 (Diez) años, si el caudal no excede 10 m³/s.; de lo contrario se diseñan para 25 (Veinticinco) años.

Las obras se deben diseñar solamente para atender el drenaje de las lluvias de determinada intensidad que generen el caudal de diseño, o sea que los aguaceros mayores no se alcanzarán a drenar por los conductos diseñados, sino que escurrirán en cierta proporción y en parte de su trayectoria por la superficie de las calzadas o terreno natural, según sea el caso.

3.5.2.4. Tiempo de concentración (tc)

El tiempo de concentración se calcula como el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de cierre de la misma.

En el método de Kerby, el tiempo de concentración está formado por dos componentes: el tiempo de entrada (t), o sea el tiempo requerido para que la escorrentía superficial llegue al tragante y el tiempo de recorrido (tr) dentro de las alcantarillas. Este método se usa para el diseño de redes de alcantarillado pluvial.

Para la determinación del tiempo de entrada (t) se tendrá en cuenta la rugosidad de las superficies, el almacenamiento de aguas en su recorrido, la pendiente media del área drenada, la distancia media hasta el tragante de entrada a la alcantarilla, el grado de drenaje directo desde los techos y cubiertas, la distancia y colocación de los tragantes y la superficie de alta impermeabilidad que reduzca considerablemente el tiempo de entrada.

a. Tiempo recorrido (tr)

El tiempo de recorrido de un tramo de alcantarillado se obtendrá dividiendo la longitud del tramo por la velocidad máxima del agua calculada al 90% del diámetro del tubo.

3.5.3 Elementos del sistema

En base a los estudios hidrológicos calculados se determinarán las dimensiones, la mejor ubicación y el tipo de obra hidráulica a diseñar. Todos los alcantarillados serán del sistema separado y nunca se aceptarán alcantarillados combinados o semicombinados. Los diseños de las redes pluviales deberán ser justificados mediante memorias de cálculos correspondientes.

Para los cálculos hidráulicos se utilizarán las fórmulas de Hazen-William, Ganguillet y Rutter o la de Manning. También se podrían usar otras fórmulas tradicionales aceptadas en Hidráulica. Las secciones geométricas más usadas por presentar mejor eficiencia hidráulica son las rectangulares, trapezoidales y circulares (alcantarillas o tuberías); pero también existen secciones parabólicas, triangulares y semicirculares. Los coeficientes de rugosidad serán de acuerdo al tipo de material y a otras características que lo determinen, de conformidad con el cuadro 1.

Cuadro 1. Coeficientes de rugosidad para diferentes superficies internas de tubería

Asbesto cemento	0.010
Concreto áspero	0.012
Concreto liso	0.016
Acero galvanizado	0.014
Hierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestir	0.013
Acero soldado con revestimiento	0.011
Interior a base de base epóxico PVC	0.009

FUENTE: INAA

3.5.3.1 Tuberías

Son los elementos de sección circular que se instalan bajo tierra y por los cuales fluye el agua de un punto a otro.

El diámetro de la tubería que evacua el agua de un pozo de visita, en ningún caso podrá ser menor que el de la tubería de mayor diámetro que descarga en dicho pozo de visita.

El diámetro mínimo permisible en la red principal de tubería pluvial debe ser de 24 pulgadas. El diámetro mínimo de la tubería de conexión entre tragantes de gaveta y pozos de visita de 21 pulgadas. Para tragante transversal el diámetro mínimo de la tubería de conexión con el pozo de visita será de 24 pulgadas.

El invert de la tubería que evacua el agua de un pozo de visita, en ningún caso deberá estar a un nivel superior que la corona de la tubería que descarga en dicho pozo.

3.5.3.2 Canales y zanjas

Los canales y zanjas son los elementos de un sistema de drenaje pluvial en que el agua de escurrimiento fluye de un punto a otro a cielo abierto por medio de la gravedad, deben diseñarse de forma tal que su alineamiento sea lo más recto posible. Estos serán convenientes utilizarse en los andenes peatonales, áreas verdes y en las calles de tránsito vehicular si es necesario. Estas estructuras se diseñarán con borde libre que varía entre 10% y 30% de la profundidad hidráulica del flujo.

a. Pendiente

La pendiente mínima longitudinal será de 0.5% y máxima será la suficiente para producir la velocidad máxima permitida en las tuberías y canales. La pendiente mínima debe ser tal que no produzca una velocidad que cause sedimentación y la máxima debe ser aquella que no cause erosión o daños. Se permiten diferentes

pendientes longitudinales en la tubería siempre que la capacidad hidráulica sea tal que permita conducir el mismo caudal de diseño.

b. Velocidad mínima y velocidad máxima

La velocidad mínima permisible será aquella que no permita la sedimentación ni la disminución de la capacidad de transporte de la estructura y la máxima requerida es la que no causa daños ni erosión. Las velocidades dependen de la pendiente y del tipo de material con que se construirá la estructura. La velocidad mínima en tubería no debe ser menor 0.9 m/s. y la máxima deberá ser 4m/s.

En casos especiales se permitirá velocidades hasta 5m/s.

3.5.3.3 Pozos de absorción o infiltración

La capacidad de almacenamiento depende de las áreas de aportación y los diferentes tipos de superficies existentes dentro de esa área. El sistema de conducción hacia el pozo pueden ser canaletas o tubería de PVC, conectadas por medio de cajas de captación que se les deben construir filtros o desarenadores previos a la descarga final y así evitar la obstrucción por sedimentos o basura de todo el sistema.

La geometría del pozo puede ser cilíndrica, rectangular o cuadrada. Debe incluirse una tapa con diseño estructural adecuado. Los primeros dos o tres metros del cuerpo del pozo a partir de la tapa serán ciegos y el fondo siempre debe mantener una distancia mínima de cinco metros sobre el nivel freático.

3.5.3.4 Obras accesorias

a. Pozos de visita pluvial

Se colocarán pozos de visita pluvial (P.V.P.) en todo cambio de alineación, pendiente, diámetro y elevación, también en los arranques y en las intersecciones con otras alcantarillas.

b. Pozos de visita con caídas

La losa de fondo deberá construirse con concreto reforzado de 4000 PSI de resistencia a la compresión cuando haya un desnivel de 1.00 m o más entre el fondo del tubo de salida y el fondo del tubo de entrada.

c. Cunetas y contracunetas

En todas las vías de tránsito vehicular deben construirse cunetas de concreto simple de 3500 PSI de resistencia a la compresión, con capacidad mínima para llevar las aguas de lluvias. El ancho de caite será 0.45m con pendiente 8.9% y la altura del bordillo 0.17m a partir del caite de cuneta. Toda la estructura tendrá espesor de 0.15 m. Su pendiente longitudinal mínima será de 0.5%.

d. Tragantes o cajas de captación pluviales

De preferencia deberán construirse los tragantes del tipo gaveta, de tamaño sencillo, doble o triple, de acuerdo con los modelos que se acompañan. La ubicación de cada tragante está en función del cálculo hidrológico. Las dimensiones de un tragante (capacidad), estará de acuerdo a la cantidad de agua de escurrimiento que se pretenda captar, aplicando el método de cálculo del caudal.

e. Cabezales y aletones (obras de toma o descarga)

Las entradas y salidas de las alcantarillas de cruces deben estar provistas de muros de cabecera y aletones. Estos se construyen con el fin de mejorar la eficiencia hidráulica, proveer estabilidad a los taludes, proteger contra la erosión a la estructura vial donde está ubicada la alcantarilla y prevenir de daños estructurales a la tubería o cualquier otra obra hidráulica.

Los aletones se ubican de manera tal que ayuden en la captación y conducción del flujo a la tubería. Se deben construir delantales (Lozas de concreto) en las entradas y salidas de las alcantarillas con una longitud mínima proyectada igual a los aletones, con el fin de evitar socavaciones en estas.

f. Alcantarillas de cruce

Una alcantarilla es un conducto hidráulicamente corto que sirve para conducir el paso de las aguas pluviales de magnitudes menores de un lado al otro de la vía, manteniendo en lo posible, las condiciones naturales del drenaje.

Hidráulicamente las alcantarillas se definen como conductos cerrados; ya que pueden operar con una línea de carga de corriente de agua por encima de su corona y por consiguiente trabajar a presión, con control de entrada o con control de salida. Si no opera a caudal lleno es considerada como un canal con superficie libre y el borde libre será un parámetro muy importante que tomar en cuenta durante su diseño hidráulico.

CAPITULO IV. DISEÑO METODOLÓGICO

La presente investigación es de tipo **descriptiva** de acuerdo al nivel de profundidad, puesto que se describen los pasos y procedimientos de la realización de los diseños.

Según el tiempo de ocurrencia es **prospectiva**, dado que la información necesaria para realizar las propuestas se tuvo que realizar una visita de campo para reconocer el sitio y levantar los datos en el área de estudio.

El enfoque de la investigación es de tipo **cuantitativo**, ya que se determinaron los cálculos hidráulicos para el dimensionamiento de los elementos que conformarán las redes hidrosanitarias y el sistema de tratamiento de aguas residuales, además, se hizo una estimación de los costos para la elaboración del presupuesto.

Los métodos de investigación que se utilizaron son:

- **Método deductivo:** Se empleó para abordar los parámetros y criterios de diseño relacionados con los sistemas de redes hidrosanitarias.
- **Método de analítico:** Se usó para investigar, seleccionar y procesar la información bibliográfica consultada y confeccionar el marco teórico. Asimismo, dicho método permitió realizar el análisis de los resultados obtenidos, verificando que la aplicación de los criterios de diseño sea la adecuada para cumplir con los objetivos propuestos.
- **Método de síntesis:** Permitted la redacción de las conclusiones con base al análisis de los resultados obtenidos de los cálculos hidráulicos.

4.1 Variables de entrada para el diseño

4.1.1 Fase de campo

- a. *Visita y reconocimiento del sitio* Se analizó la situación actual de la comunidad donde se implementarán los sistemas.

- b. Se realizó recopilación de información en las diferentes instituciones relacionadas con el estudio, tales como la Alcaldía, INETER, ENACAL etc.
- c. Levantamiento topográfico de todo el proyecto, este sirvió para dibujar los planos, de planta, perfil y secciones transversales.
- d. Se hizo el estudio de suelo el cual se usó para determinar el coeficiente de escorrentía para la utilización del método racional, también para determinar el coeficiente de infiltración del suelo para el diseño de los pozos de infiltración de los efluentes del tratamiento de agua residuales y el agua pluvial.
- e. Se realizó medición de las presiones de agua en el punto de conexión del sistema de agua potable del ENACAL.

En el proceso de diseño se contó con los siguientes datos:

- Planos de lotificación: Sirvieron para el trazado de las redes de agua potable, agua residual y agua pluvial.
- Viabilidad de conexión a la red pública: Para las conexiones de las redes de diseño a las redes existentes del acueducto y alcantarillado del ENACAL.

4.1.2 Fase de gabinete

Se procesó la información y se elaboraron las propuestas de diseño de las redes hidrosanitarias y sistema de tratamiento de aguas residuales, se tomó como referencia los parámetros y criterios de diseño de las normas del INAA, Alcaldía de Managua, MARENA, a la vez, se dimensionaron cada uno de los elementos que conforman cada sistema.

- a. El sistema general propuesto se conforma de una línea de conducción que se acoplará a una tubería existente de la red de ENACAL y la red que distribuirá los caudales demandados por la urbanización.
- b. Se realizaron los análisis hidráulicos de la línea de conducción y la red distribución de agua con el programa de simulación de redes EPANET, para las condiciones futuras.

- c. Se dibujaron el conjunto de planos y detalles constructivos con base a la etapa anterior.
- d. Se calcularon los costos y presupuestos del proyecto.

Los softwares que se emplearon son:

- EPANET, con el cual permitió realizar el análisis hidráulico de la red de abastecimiento de agua potable.
- CIVIL CAD 3D, facilitó el trazado de la red de alcantarillado sanitario y red de drenaje pluvial, el perfil del terreno.
- AUTOCAD, se utilizó el dibujo de detalles y elementos que conforman los sistemas hidrosanitarios
- MICROSOFT EXCEL, se usó para el análisis hidráulico de la red de alcantarillado sanitario y red de drenaje pluvial, el dimensionamiento del sistema de tratamiento de aguas residuales y cálculo de los costos del proyecto.

4.2 Descripción de los sistemas

4.2.1 Sistema de agua potable

El sistema general propuesto se conforma de una línea de conducción que se acoplará a una tubería existente de la red de ENACAL y la red que distribuirá los caudales demandados por la urbanización.

La línea de conducción se conectará a la tubería maestra de 8" (200mm) de hierro fundido que pasa por la carretera que va en dirección Managua – El Rama, kilómetro 141, siendo el punto de acople cercano al puente la Tonga con coordenadas $X = 678481.63$, $Y = 1337460.77$, $Z = 71.009$.

La tubería donde se acoplará la línea de conducción presta las condiciones para satisfacer la demanda de caudal y presiones generadas por el sistema. La

recolección de información para la determinación de presiones en la tubería maestra se realizó in situ, tomándose las presiones en llaves de 1/2" en casas de los alrededores.

Las tomas de presión se hicieron durante 24 horas, obteniéndose así 24 datos por cada hora.

4.2.1.1 Análisis hidráulico de la red

Se realizaron los análisis hidráulicos de la línea de conducción y la red distribución de agua con el programa de simulación de redes EPANET, para las condiciones futuras.

La red distribución se analizó hidráulicamente para determinar los diámetros adecuados para el buen funcionamiento del sistema propuesto. Este análisis se realizó con el uso de la herramienta computarizada EPANET, la cual tiene como base la iteración sucesiva desarrollada por Hardy Cross y la fórmula desarrollada por Hazen & Williams.

Las presiones de servicio en el punto de acople LÍNEA DE CONDUCCIÓN – RED, son de 49.28m, 36.67m y de 21.12m que corresponden a la presión máxima, promedio y mínima. Las cuales sumados a la cota de ese punto se obtienen las siguientes alturas: 120.29m, 107.68m y de 92.13m.

El análisis de la red se realizó bajo las siguientes condiciones:

- Consumo máxima hora, bajo presión máxima y mínima.
- Consumo de máximo día, más caudal de incendio en el nodo 2.
- Sin consumo en la red con presión máxima.

4.2.2 Sistema de alcantarillado sanitario

El sistema de alcantarillado sanitario es de tipo convencional separado y de acuerdo a la topografía del terreno toda la red drenará por gravedad en un 100% hacia el sistema de tratamiento y descarga final hacia un cauce natural.

4.2.2.1 Ubicación del sistema de tratamiento

Según la topografía del terreno y estudios de suelos que se efectuaron existe un único sitio para la ubicación de la planta de tratamiento de las aguas residuales (Ver figura 2).

Figura 2. Ubicación del sistema de tratamiento



FUENTE: Google Earth

El predio seleccionado está ubicado al sureste de la urbanización a una distancia de 6 m del último pozo.

Dentro de los criterios técnicos que influyeron en la selección del lugar, se encontró que la topografía del terreno es óptima, permite que todo el sistema fluya por gravedad.

4.2.2.2 Parámetros de calidad aguas residuales afluentes

Para el diseño de la planta de tratamiento de la urbanización se tomaron los promedios de los datos de monitoreo de la planta de tratamiento del municipio de Juigalpa obtenidos en el año 2016, debido a que es uno de los locales cercanos y que pertenece a Chontales.

4.2.2.3 Alternativas evaluadas de sistemas de tratamiento de aguas residuales

Se realizaron dos alternativas de tratamiento para la urbanización Ahmed Campos, ambas alternativas tienen el mismo pretratamiento compuesto por un canal de entrada con rejas de limpieza manual, desarenador de flujo horizontal y un vertedero.

La primera alternativa de tratamiento es un tanque séptico seguido de un filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA) y la segunda alternativa consiste en el uso de tanque Imhoff y un biofiltro, para ambas alternativas se verificó la calidad de sus efluentes y que además cumpliera con los parámetros del INAA, decreto 21-17 del MARENA y el reglamento en el que se establecen las disposiciones para el vertido de aguas residuales.

4.2.2.4 Disposición final

El efluente de la planta de tratamiento descargará a un cauce natural que se conoce con el nombre de Río Mayales.

4.2.3 Sistema de drenaje pluvial

El caudal de las precipitaciones generado por la superficie del proyecto se evacuará a través de un sistema de alcantarillas que consiste en cunetas, tragantes, pozos de visita y alcantarillas.

Las cunetas se ubicaron en ambas bandas de cada calle y avenida, hasta drenar en tragantes previamente ubicados en las equinas, o en su defecto en medias cuadras, los que se unirán con alcantarillas hacia los pozos de visita pluviales (PVP) que conforman la red de drenaje pluvial del proyecto y finalmente las aguas serán dispuestas a través del cauce del río natural existente en el área norte de la urbanización.

La metodología empleada para el diseño del sistema de alcantarillado pluvial se ha basado en documentaciones tanto nacionales como internacionales con el fin de captar, conducir y eliminar las aguas pluviales de la urbanización “**Ahmed Campos**”, municipio de Juigalpa departamento de Chontales.

4.3 Parámetros de diseño

4.3.1 Sistema de agua potable

Se utilizaron los criterios de diseño establecidos en las Normas Técnicas para el Diseño de Abastecimiento y Potabilización del Agua (NTON 09003-99) brindadas por INAA el ente regulador del sector de agua potable y alcantarillado sanitario.

4.3.1.1 Población de diseño

Se proyectó la cantidad de población por saturación, con un valor de 6 habitantes por el número de lotes de la urbanización.

4.3.1.2 Dotación per cápita

Se asignó una dotación de 151 lppd (40 gppd), la cual es la recomendada por INAA para urbanizaciones con rango de población entre zonas de alta y media densidad poblacional.

4.3.1.4 Pérdidas

Se consideró una pérdida del 20% del consumo promedio diario.

$$hf = 20\% * CPD$$

4.3.1.5 Coeficientes de variación de caudales diaria y horaria

Se consideraron valores de 150% y 250% del consumo promedio diario.

a. Consumo de Máximo día (CMD)

$$CMD = (k * CPD) + hf \quad k = 1.3 \sim 1.5 \text{ (Normas de INAA)}$$

b. Consumo de Máxima Hora (CMH)

$$CMH = (k * CPD) + hf \quad k = 2.5 \text{ (Normas de INAA)}$$

4.3.1.6 Dimensionamiento de la red de distribución de agua potable

El diseño hidráulico de la red se hizo para las condiciones más desfavorables, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño, siendo este el consumo máximo horario, el cual se analizó con el software EPANET para determinar los diámetros, velocidades presiones que cumpliesen con las especificaciones técnicas para un eficiente funcionamiento del sistema.

4.3.1.7 Velocidades permisibles

Se consideraron aceptables velocidades mínimas de 0.24 m/s ya que las tuberías de acuerdo a las normas no pueden tener diámetros menores y por ese motivo en algunos puntos no se logró alcanzar la velocidad mínima, pero se dan menores pérdidas y lo que favorece la presión residual en los puntos críticos (altos).

4.3.1.8 Presiones mínimas y máximas

La presión mínima residual en la red principal fue de 34.96 m; la carga estática máxima de 57.05m.

4.3.1.9 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución utilizado fue de 2" (50 mm), aceptándose en zonas donde razonablemente no se va a producir un aumento de densidad de población.

4.3.2. Alcantarillado sanitario

4.3.2.1. Período de diseño

Para realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, se estableció un periodo de diseño de 20 años para todo el sistema, basando este criterio en las "Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA".

4.3.2.2 Población servida y caudal de aguas residuales

Según los resultados de la población de diseño y dotación de agua potable se calculó los aportes y caudales de aguas residuales. Se determinó el área acumulada, densidad poblacional, población servida y caudal de diseño.

a. Densidad poblacional (D_p)

$$D_p = \frac{\text{Población del proyecto}}{\text{Área del proyecto}}$$

Dónde:

Población del proyecto: Población del proyecto expresada en hab.

Área del proyecto: área del proyecto expresada en Ha.

b. Población servida (P_s)

$$P_s = D_p * A_{\text{Aporte}}$$

Dónde:

D_p : Densidad poblacional expresada en hab/Ha.

A_{Aporte} : Área de aporte o área acumulada expresada en Ha.

c. Dotaciones para el rango poblacional

Según las Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales – INAA para una población de 1440 habitantes la dotación será de 151 lppd.

d. Consumo promedio diario de aguas residuales domesticas (Q_m)

Se consideró un factor de retorno del 80% para la relación entre el volumen del agua suministrada y el volumen de desagüe, rango establecido en Normas Técnicas de INAA.

$$Q_m = \frac{Ps * FR * Dotación}{86,400}$$

$$Aportación = Dotación * FR$$

Dónde:

Ps: Población servida expresada en hab.

Dotación: Consumo de agua expresado en litros por persona al día.

FR: Factor de retorno expresado en porcentaje (80%).

e. Caudal Máximo ($Q_{m\acute{a}x}$)

El gasto máximo de aguas residuales se calculó utilizando la relación de Harmon según lo estipulado en guías técnicas de INAA.

$$Q_{m\acute{a}x} = FH * Q_m$$

Dónde:

FH: Factor de Harmon es adimensional

Q_m : Caudal medio expresado en l/s

f. Factor de Harmon (FH)

$$FH = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{Ps/1000}}$$

Dónde:

Ps: Población servida expresada en hab.

g. Caudal de infiltración (Q_{inf})

Se utilizó un coeficiente de infiltración de 5000 l/Ha*día para tuberías de PVC, establecidos por las normas de INAA.

$$Q_{inf} = \frac{C_{infiltración} * A_{Acumulada}}{86,400}$$

Dónde:

$C_{infiltración}$: Coeficiente de infiltración expresado en l/Ha*día

$A_{Acumulada}$: Area acumulada expresada en Ha.

El factor de Harmon deberá tener un valor no menor de 1.80 y no mayor a 3.00.

h. Caudal de diseño (Q_d)

El caudal de diseño se basó en la suma de todos los caudales locales y de infiltración por tramo según lo estipulado en guías técnicas de INAA.

$$Q_d = Q_{máx} + Q_{inf}$$

Dónde:

$Q_{máx}$: Caudal máximo expresado en lts/s.

Q_{inf} : Caudal de infiltración expresado en l/s.

4.3.2.3 Trazado de la red de alcantarillado

Se elaboró el trazado de la red del sistema de alcantarillado sanitario en base a la topografía efectuada del lugar con el fin de definir la colectora principal, subcolectoras, pozos de visitas y realizar en análisis hidráulicos mediante el programa civil 3D.

El sistema de alcantarillado sanitario es de tipo separado, es decir, solamente se recolecta y conduce las aguas residuales domésticas de la urbanización y por ningún motivo se descargarán aguas pluviales en el sistema.

La red de recolección se diseñó utilizando el sistema convencional, la que drenará por gravedad hasta el sistema de tratamiento.

4.3.2.4 Hidráulica de las alcantarillas

a. Fórmula y coeficiente de rugosidad

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se hizo en base al criterio de tensión de arrastre y a la fórmula de Manning, usando el coeficiente de rugosidad "n" de Manning (de 0.009 para tuberías de polietileno o PVC), considerando las pérdidas de cargas debidas a conexiones, pozos de visitas, desechos y lodos cloacales.

La fórmula de Manning se muestra a continuación:

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

Dónde:

n: Coeficiente de rugosidad de Manning S: Pendiente de la tubería (m/m)

R: Radio hidráulico (m)

v: Velocidad del flujo (m/s)

b. Velocidades mínimas y máximas

La velocidad máxima permisible fue de 3.0 m/s y de 0.30 m/s como mínimo. Las redes de alcantarillados se diseñan para transportar los desperdicios suspendidos en el agua con una velocidad mínima de 0.30 m/s se puede prevenir la sedimentación de lodos y material liviano.

c. Diámetro Mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías seleccionado fue de 150 mm (6").

d. Pendiente longitudinal mínima

La pendiente longitudinal mínima se determinó en aquellas que produjeron las velocidades mínimas de auto lavado. Aplicando el criterio de la tensión de arrastre Un valor mínimo de f según la siguiente ecuación:

$$f = W \times R \times S$$

Dónde:

f: Tensión de arrastre en (Pa)

S: Pendiente mínima en (m/m)

W: Peso específico del líquido

* Se recomienda un valor mínimo de

R: Radio hidráulico a gasto mínimo en (m)

$f = 1 \text{ Pa}$

e. Pérdida de carga adicional

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluyó una pérdida de carga igual a $0.25 (V_m)^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente y no siendo en ninguno de los casos, menor de 0.03 m. Según Normas Técnicas INAA.

f. Cambio de diámetro

El diámetro de tubería salida de cada pozo siempre fue igual o mayor, que el diámetro de tubería de tramos aguas arriba.

g. Ángulos entre tuberías

En todos los pozos de visita, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida fue como mínimo de 90° y máximo de 270° medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

h. Coberturas sobre tuberías

Para el diseño de tuberías se utilizó una cobertura mínima sobre la corona de 1.20 m en toda su totalidad.

i. Ubicación de las alcantarillas

Se ubicaron en costado norte de las vías de circulación dirigidas de este a oeste y en las vías de circulación dirigidas de norte a Sur en el costado oeste.

j. Ubicación de los pozos de visitas sanitarios (PVS)

Fueron ubicados por cada cambio horizontal y vertical que hubiera de tubería con una separación máxima de 100 m. Según Normas Técnicas de INAA.

k. Conexiones domiciliarias

Todas las conexiones serán de PVC de 100 mm (4") de diámetro, comenzando en la caja de registro de cada vivienda y luego acoplándose a la alcantarilla de diversos diámetros que pasará por su respectivas calle o avenida.

4.3.3 Planta de tratamiento

Se realizó el diseño de dos alternativas de tratamiento de las aguas residuales para su disposición final en cauce y que cumpla con las normas de vertido (Decreto 21-17). En ambas alternativas el tratamiento preliminar es el mismo, compuesto por un canal, un desarenador y un vertedero.

4.3.3.1 Diseño de estación de bombeo

La estación de bombeo se consideró necesaria debido a que el último pozo de la red de recolección se encuentra en la cota 57.91msnm y el canal de entrada que conduce hacia la planta de tratamiento se encuentra en la cota 60.302msnm, lo cual genera una altura de 2.392m.

La estación de bombeo está constituida por 3 cámaras, la primera cámara o fosa donde se ubica una reja, la cual evitará el paso del paso de material de gran tamaño que pueda ocasionar daño a la bomba; en la segunda cámara se localiza la bomba con su respectivos sensores de encendido y apagado, esta cámara también es llamada pozo cárcamo; y la última cámara donde se ubican las válvulas de compuerta y retención, las cuales son utilizadas para evitar golpes de ariete y el paso de flujo en caso de ser necesario.

La bomba a utilizar será de tipo sumergible con rodete que funcionará dentro del pozo cárcamo.

Los criterios y cálculos para determinar el caudal de bombeo y los tiempos de apagado y encendido de la bomba se consideraron de acuerdo a las "Guías de diseño de tecnologías de alcantarillado" (OPS/CEPIS, 2005), los cuales se muestran a continuación.

a. Diseño de estación de bombeo

- Tiempo de funcionamiento ($tF_{(mín)}$)

$tF_{(mín)}$ asumir en 1.8 minutos

- Factor de aumento de caudal (m)

$$m = \frac{Q_{max} + Q_{min}}{Q_{max}}$$

Donde:

Q_{max} : Caudal máximo expresado en l/s

Q_{min} : Caudal mínimo expresado en l/s.

- Caudal de bombeo (capacidad de la bomba, Q_b)

$$Q_b = m * Q_{max}$$

Donde:

m : Factor de aumento del caudal, adimensional

- Relación Q_{min}/Q_{max}

$$\eta = \frac{Q_{min}}{Q_{max}}$$

Donde:

η : Relación, adimensional

- Tiempo de paro mínimo ($tP_{(mín)}$)

$$tP_{(mín)} = \frac{tF_{(mín)}/\eta}{m - \eta}$$

- Volumen del pozo cárcamo (V_c)

$$V_c = tP_{(min)} * Q_{min}$$

- Duración de ciclo a Q_{min} ($T_{C(min)}$)

$$T_{C(min)} = tF_{(min)} + tP_{(min)}$$

Tiempo de paro máximo ($tP_{(max)}$)

$$tP_{(max)} = tP_{(min)} * \eta$$

- Ciclos horarios a Q_{max} ($N_{C(max)}$)

$$N_{C(max)} = \frac{60(m - 1)}{m * tP_{(max)}}$$

Donde:

$tP_{(max)}$: Tiempo de paro máximo, minutos

m : Factor de aumento de caudal, adimensional.

- Volumen mínimo del pozo cárcamo

$$V_c = tP_{(max)} * Q_{max}$$

- Dimensionamiento del pozo

$$\text{Ancho} = B_p$$

$$\text{Largo} = L_p$$

$$\text{Altura mínima } HP_{min} = \frac{V_c}{(B_p * L_p)}$$

Donde:

V_c : Volumen mínimo del pozo cárcamo, m^3

b. Selección de diámetros.

- Altura estática (altura geométrica de impulsión)

$$H_d = H_{\text{desc.}} - H_{\text{abs.}}$$

Donde:

H abs: Elevación mínima de agua en pozo cárcamo, expresado en msnm

H desc: Elevación de descarga en caja de recolección, expresado en msnm

- Pérdida en impulso (Hf)

$$H_f = \frac{1.2 * 10.67 * Q_b^{1.85} L_{t_{equiv}}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Donde:

Q_b: Caudal de bombeo, l/s

L_{t_{equiv}}: Longitud total equivalente, mca

C: Coeficiente de rugosidad relativa, adimensional

D: Diametro Propuesto

- Carga total dinámica (CTD)

$$CTD = H_d + H_f$$

Donde:

H_d: Pérdida en impulsión, mca

H_f: Altura estática, m

- Costo anual de energía (CAE)

$$CAE = 0.746 * (t_{F_{(max)}}/60) * 24 * 365 * CE * Pt'$$

Donde:

t_{F_(max)}: Tiempo de funcionamiento a caudal máximo, minutos

CE: Costo de energía, C\$/Kwh

Pt': Potencia requerida de la bomba, HP

- Costo total de tubería (Vp)

$$Vp = Cut * Lr$$

Donde:

Cut: Costo unitario de tubería, C\$

Lr: Recorrido total de tubería, m

- Costo anual de coeficientes de recuperación (CAT)

$$CAT = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} * Vp$$

Donde:

i: Interés anual, adimensional

n: Período de diseño, años

Vp: Costo de tubería, C\$

- Costo anual equivalente (CA_{equiv})

$$CA_{equiv.} = CAE + CAT$$

Donde:

CAE: Costo anual de energía, C\$

CAT: Costo anual de coeficientes de recuperación, C\$

- Velocidad de flujo (Vel)

$$Vel = \frac{4Q_b}{\pi * D^2}$$

Donde:

D: Diámetro propuesto, pulg

- Gradientes de pérdidas (S)

$$S = H_f / L_{\text{equiv}}$$

Donde:

H_f: Pérdida en impulso, mca

L_{equiv}: Longitud total equivalente, m.

c. Clase de tubería

- Velocidad de la onda de presión (a)

$$a = \frac{1452}{\sqrt{1 + \left(\frac{K * D}{E * e}\right)}}$$

Donde:

K: Modulo de masa de agua, Kg/m²

D: Diámetro propuesto, pulg

E: Modulo de elasticidad del material del tubo, Kg/m²

e: Espesor de la pared de la tubería, mm.

- Sobre presión máxima del golpe de ariete (ΔH)

$$\Delta H = \frac{Vel * a}{g}$$

Donde:

Vel: Velocidad del flujo, m/s

a: Velocidad de la onda de presión, m/s

g: Aceleración de la gravedad, 9.81m/s²

- Presión máxima calculada

$$\text{Presión Máxima Calculada} = \Delta H + H_d$$

Donde:

ΔH : Sobre presión máxima del golpe ariete, mca

H_d : Altura estática, m

4.3.3.2 Rejas

Para el diseño de rejas en el pretratamiento, se consideraron algunos parámetros de diseño.

a. Área útil

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V_{paso}}$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$ = caudal máximo.

V_{paso} = Velocidad de paso.

b. Eficiencia

$$E = \frac{a + t}{a}$$

Cuyo rango está entre: (0.60-0.85)

Donde:

E : Eficiencia.

t = espesor de barras.

a : Aberturas de barras.

Para la pérdida de energía en la reja, se aplicarán las siguientes ecuaciones:

c. Pérdida de carga por Kirschmer

$$h_{fo} = \left(\frac{t}{a}\right)^{4/3} \sin \theta \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

t : Espesor de barras.

A: Aberturas de barras.

v : Velocidad de reja.

d. Pérdida de carga por reja obstruida

$$Hf = \left(\frac{E}{0.75E} \right)^2 * hfo$$

Donde:

E = eficiencia.

hfo = pérdida de carga Kirschmer

4.3.3.3 Desarenador

Diámetro de la partícula = 0.15 – 0.20 mm

Velocidad de sedimentación = 0.24 – 0.40 m/s

Altura de almacenamiento H = 1 m

a. Ancho

$$b = \frac{Q}{H * V_s}$$

Donde:

Q : Caudal de diseño

Vs = velocidad de sedimentación

H: Profundidad

b. Volumen de sedimento

$$Vs = Q * Tr * 0.29m^3$$

Donde:

Vs = volumen de sedimento

Tr = tiempo de retención

Q = caudal de diseño.

c. Volumen requerido

$$Vr = \frac{Vs}{1000}$$

Donde:

Vs: Volumen de sedimento

d. Volumen propuesto de tolva

$$Vt = H * b * L$$

Donde:

H = Altura de tolva

b = Ancho

L = Largo

4.3.3.4 Vertedero

a. Altura de lámina de agua sobre el vertedero

$$H = \left(\frac{Q_{Dis}}{1.4} \right)^{0.4}$$

Donde:

Qdis: Caudal de diseño

b. Ancho de lámina vertiente

$$L = 2H$$

Donde:

H: Altura de lámina de agua sobre el vertedero

c. Caudal unitario

$$q = \frac{Q}{L}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño

L: Ancho de lámina vertiente

d. Altura crítica

$$h_c = \sqrt[3]{q^2/g}$$

Donde:

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

q: Caudal unitario

e. Altura al inicio del resalto

$$h_1 = \frac{1.41h_c}{\sqrt[2]{2.56 + \frac{p}{h_c}}} ; \rho = 0.1$$

Donde:

h_c: Altura crítica

f. Velocidad del resalto

$$V_1 = q/h_1$$

Donde:

q: Caudal unitario

h₁: Altura al inicio del resalto

g. Número de Froude

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

Donde:

V₁: Velocidad del resalto

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

h₁: Altura al inicio de resalto

h. Altura de agua después del resalto

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1} - 1)$$

Donde:

h_1 : Altura al inicio del resalto

F_1 : Número de Froude

i. Velocidad después del resalto

$$V_2 = \frac{q}{h_2}$$

Donde:

q : Caudal unitario

h_2 : Altura de agua después del resalto

j. Energía disipada en el resalto

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 * h_2}$$

Donde:

h_1 : Altura de agua antes del resalto

h_2 : Altura de agua después del resalto

k. Longitud del resalto

$$L = 6(h_2 - h_1)$$

Donde:

h_1 : Altura de agua antes del resalto

h_2 : Altura de agua después del resalto

l. Velocidad promedio del resalto

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

Donde:

V_1 : Velocidad antes del resalto

V_2 : Velocidad después del resalto

4.3.3.5 Alternativa 1 (Tanque séptico + FAFA)

Un tanque séptico es un tanque prefabricado o construido que sirve como un tanque combinado de sedimentación y flotación, con digestión anaerobia parcial de los lodos. Los tanques sépticos se comenzaron a usar desde mediados del siglo pasado. Hoy en día la mayoría de los tanques sépticos son prefabricados, hechos de concreto, fibra de vidrio o ferrocemento.

a. Tanque séptico

- Volumen del tanque séptico

$$V_T = 1.3P * [C * TRH + 100L_f]$$

Donde:

P: Población

C: Aporte de agua residuales

TRH: Tiempo de retención hidráulica

L_f: Lodos Frescos

- Altura de tanque

$$HT \geq 1.20 \text{ m}$$

- Área de tanque

$$A_T = V_T / HT$$

Donde:

V_T: Volumen del tanque séptico

HT: Altura del tanque

- Área de cada tanque

$$A_u = A_T / N$$

Donde:

A_T: Area total de tanque

N: Número de unidades

- Ancho de tanque

$$B_u = \sqrt{A_u/2}$$

Donde:

Au: Área unitaria de cada tanque

- Longitud total

$$L_u = B_u * 2$$

Donde:

Bu: Ancho de tanque

- Relación

- Ancho-Largo

$$\frac{L}{B} = 2$$

- Ancho-Altura

$$\frac{B_u}{HT} = 2$$

Donde:

L/B: Relación ancho-largo, se consideró igual a 2

Bu: Ancho del tanque

HT: Altura del tanque

- Longitud de la cámara

- Primera cámara

$$L1 = 2/3 * L_u$$

- Segunda cámara

$$L2 = 1/3 * L_u$$

Donde:

Lu: Longitud total

- Altura de la salida del agua en la segunda cámara

$$H2 = 2/3 * HT$$

Donde:

HT: Altura del tanque

b. Lecho de secado de lodos

- Carga de sólidos que ingresa al sedimentado

$$C = Q_m * SSo$$

Donde:

Qm: Caudal medio

SSo: Sólidos en suspensión

- Masa de sólido que conforma los lodos

$$Msd = 0.325 * C$$

Donde:

C: Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

- Volumen diario de lodos digeridos

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodos} * \left(\frac{\% \text{ Sólidos}}{100} \right)}$$

Donde:

Msd: Masa de sólidos que conforman los lodos

ρ_{lodos} : Densidad de lodos

%Sólidos: Sólidos contenidos en los lodos

- Volumen de lodos a extraerse del tanque

$$V_{extracción} = Vld * Nc$$

Donde:

Vld: Volumen diario de lodos digeridos

Nc: Número de cámaras

- Área del lecho de secado

$$Als = V_{extracción} / Hl$$

Donde:

$V_{extracción}$: Volumen de lodos a extraerse del tanque

Ancho y largo del lecho son asumidos, 1.5m, 2m respectivamente.

c. Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)

- Eficiencia

$$Eficiencia = 100(1 - 0.87Tr^{-0.5}) \text{ (CONAGUA)}$$

Donde:

Tr = Tiempo de retención en horas

0.87 = Coeficiente empírico del sistema

0.5 = Coeficiente empírico del sistema

- Altura de borde libre

$$BL = 0.20m \text{ a } 0.90m$$

- Espesor de lecho filtrante

$$HLF = 0.8m \text{ a } 3.0m \text{ (CONAGUA)}$$

- Altura de fondo falso

$$HFf = 0.5m \text{ a } 1.0m \text{ (CONAGUA)}$$

- Altura total del FAFA

$$Ht = BL + HLf + HFf$$

Donde:

BL: Altura de borde libre

HLF: Altura de lecho filtrante

HFf: Altura de fondo falso

- Volumen total del FAFA

$$1.6 * N * C * Tr$$

Donde:

N = Población

C = Aporte de aguas residuales

T = Tiempo de retención hidráulica.

- Volumen por unidad de FAFA

$$Vu = \frac{VT}{Un}$$

Donde:

VT: Volumen total del FAFA

Un: Número de unidades propuestas

- Área por unidad de FAFA

$$Au = \frac{Vu}{Ht}$$

Donde:

Vu: Volumen por unidad de FAFA

Ht: Altura total del FAFA

- Lado por unidad de FAFA

$$L = \sqrt{Au}$$

Donde:

Au: Area por unidad del FAFA

4.3.3.6 Alternativa 2 (Tanque Imhoff + Biofiltro)

a. Tanque Imhoff

- Carga Per Cápita

$$q = S_o * dot * 0.8$$

Donde:

So: DBO5 del afluente

Dot: Dotación

- Carga diaria de DBO

$$CTA = q * P$$

Donde:

q: Carga per cápita

P: Población

- Concentración DBO5 en efluente

$$S = S_o - (R * S_o)$$

Donde:

So: DBO5 del afluente

R: Porcentaje de remoción de DBO

- Volumen total de sedimentación

$$Vs = Qm * Tr$$

Donde:

Qm: Caudal medio

Tr: Tiempo de retención

- Volumen por sedimentador

$$Vsu = VS/Ns$$

Donde:

Vs: Volumen total de sedimentación

Ns: Número de sedimentadores

- Área superficial mínima de sedimentación

$$A_s = Q_m / C_s$$

Donde:

Qm: Caudal medio

Cs: Carga superficial

- Área superficial mínima por sedimentador

$$A_{su} = A_s / N_s$$

Donde:

As: Área superficial mínima de sedimentación

Ns: Número de sedimentadores

- Ancho de sedimentador

$$B_s = \sqrt{A_{su} / \Delta L / \Delta b}$$

Donde:

Asu: Área superficial mínima por Sedimentador

$\Delta L / \Delta b$: Relación de longitud-ancho

- Longitud de sedimentador

$$L_s = B_s * (\Delta L / \Delta b)$$

Donde:

Bs: Ancho de sedimentador

$\Delta L / \Delta b$: Relación de longitud-ancho

- Altura triangular de sedimentador

$$H_{ts} = (B_s / 2) * z$$

Donde:

Bs: Ancho de sedimentador

z: Pendiente del fondo

- Área transversal triangular de cada sedimentador

$$Ats = (Bs/2) * Hts$$

Donde:

Bs: Ancho de sedimentador

Hts: Altura triangular de sedimentador

- Área transversal rectangular de sedimentador

$$Ars = \frac{Vsu - (Ats * Ls)}{Ls}$$

Donde:

Vsu: Volumen por sedimentador

Ats: Área transversal triangular de cada sedimentado

Ls: Longitud del sedimentador

- Altura rectangular de sedimentador

$$Hrs = Ars/Bs$$

Donde:

Ars: Área transversal rectangular de sedimentador

Bs: Ancho de sedimentador

- Área transversal total de cada sedimentador

$$ATS = Ars + Ats$$

Donde:

Ars: Área transversal rectangular de sedimentador

Ats: Área transversal triangular de sedimentador

- Altura total de cada sedimentador

$$HTS = Hrs + Hts$$

Donde:

Hrs: Altura rectangular de sedimentador

Hts: Altura triangular de sedimentador

- Revisión de velocidad horizontal del flujo

$$V_{flujo} = \frac{Qm}{ATS * Ns} \quad V_{flujo} < 30 \text{ cm/min}$$

Donde:

Qm: Caudal Medio

ATS: Área transversal total de cada sedimentador

Ns: Número de sedimentadores

- Longitud de cada cámara

$$Lc = Ls = 3.01 \text{ m}$$

Donde:

Ls: Longitud del sedimentador

- Volumen por cámara

$$Vcu = \frac{70 * P * fcr}{1000}$$

Donde:

P: Población

fcr: Factor de capacidad relativa

- Base mayor de cámara de lodos

$$BMc = 2Bs + 2Aab + Ssed$$

Donde:

Bs: Ancho del sedimentador

Aab: Anchura de abertura

Ssed: Separación entre sedimentadores

- Base menor de cámara de lodos

$$Bmc = 0.5m$$

Donde:

Bmc: Base mayor de cámara de lodos

- Altura en zona trapezoidal

$$H_{tc} = \frac{BMc - Bmc}{2 * a}$$

Donde:

BMc: Base mayor de cámara de lodos

Bmc: Base menor de cámara de lodos

a: Pendiente del fondo

- Volumen en zona trapezoidal

$$V_{tc} = \frac{(H_{tc}/3) * (BMc * Lc) + Bmc^2 + \sqrt{(BMc * Lc) * Bmc^2}}{NC}$$

Donde:

Htc: Altura en zona trapezoidal

BMc: Base mayor de cámara de lodos

Bmc: Base menor de cámara de lodos

Lc: Longitud de cada cámara

NC: Número de cámaras

- Volumen en zona recta de cada cámara

$$V_{rc} = V_{cu} - V_{tc}$$

Donde:

Vcu: Volumen por cámara

Vtc: Volumen en zona trapezoidal

- Altura de lodos en zona recta de cada cámara

$$H_{rc} = \frac{V_{rc}}{Lc * BMc}$$

Donde:

Vrc: Volumen de zona recta de cada cámara

BMc: Base mayor de cámara de lodos

Lc: Longitud de cada cámara

- Distancia libre hasta el nivel de lodos

$$DLL = 70cm$$

- Profundidad total del tanque

$$HT = DLL + Hrc + Htc + HTS + BL$$

Donde:

DLL: Distancia libre hasta el nivel de lodos

Hrc: Altura de lodos en zona recta de cada cámara

Htc: Altura en zona trapezoidal

HTS: Altura total de cada sedimentador

BL: Borde libre

b. Lecho de secado

- Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

$$C = Qm * SS$$

Donde:

Qm: Caudal medio

SS: Sólidos suspendidos

- Masa de sólidos que conforman los sólidos

$$Msd = 0.325 * C$$

Donde:

C: Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

- Volumen diario de lodos digeridos

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodos} * \left(\frac{\% \text{ Sólidos}}{100} \right)}$$

Donde:

Msd: Masa de sólidos que conforman los lodos

P_{lodos} : Densidad de lodos

%Sólidos: Sólidos contenidos en los lodos

- Volumen de lodos a extraerse del tanque

$$V_{\text{extracción}} = Vld * Trc$$

Donde:

Vld: Volumen diario de lodos digeridos

Trc: Tiempo de retención de lodos

- Área del lecho de secado

$$Als = \frac{V_{\text{extracción}}}{HL}$$

Donde:

$V_{\text{extracción}}$: Volumen de lodos a extraerse del tanque

HL: Altura del lecho

- Ancho del lecho de secado

$$Bls = 2.5 \text{ m}$$

- Largo del lecho de secado

$$Lls = \frac{Als}{Bls}$$

Donde:

Als: Área del lecho de secado

Bls: Ancho de lecho de secado

c. Biofiltro

Los biofiltros, también denominados filtros biológicos, son dispositivos que eliminan una amplia gama de compuestos contaminantes desde una corriente de fluido (aire o agua) mediante un proceso biológico.

- Caudal promedio por unidad

$$Q_u = Q_m / N_u$$

Donde:

Qm: Caudal medio

Nu: Número de unidades

- Sección efectiva

$$W_e = \frac{Q_u}{K_f * i}$$

Donde:

Qu: Caudal unitario

Kf: Permeabilidad del lecho filtrante

i: Pendiente del fondo

- Ancho mínimo

$$B_M = \frac{w_e}{H_e}$$

Donde:

We: Sección efectiva

He: Profundidad efectiva

- Relación ancho largo

- Ancho ajustado = 15m

- Longitud = 9m

$$L/B \approx 0.5 - 1.2$$

- Tiempo de retención

$$TR = \frac{L * B * H_e * n}{Q_u}$$

Donde:

L: Longitud

B: Ancho ajustado

He: Profundidad efectiva

n: Porosidad del lecho filtrante

Qu: Caudal unitario

- Área total requerida

$$A_T = A_u * N_u$$

Donde:

Au: Área requerida por unidad

Nu: Número de unidades

- Área requerida por habitante

$$A_h = A_T/P$$

Donde:

A_T: Área total requerida

P: Población

- Espesor del lecho filtrante HL en la entrada del biofiltro

$$H_1 = H_e - ((L/2) * i)$$

Donde:

He: Profundidad efectiva

L: Longitud

i: Pendiente del fondo

- Profundidad del humedal en la entrada del biofiltro

$$H_{eB} = H_t + BL + H_1$$

Donde:

H_t: Espesor de la tierra superficial

BL: Altura del borde libre

H₁: Espesor del lecho filtrante en la entrada del biofiltro.

- Espesor de lecho filtrante en la salida del biofiltro (H₂)

$$H_2 = H_e + (L/2 * i)$$

- Profundidad del humedal en la salida del biofiltro

$$H_{sb} = H_t + BL + H_2$$

- Talud a lo largo

$$zL = 2/3$$

- Margen extra de longitud a la entrada del humedal

$$L_e = \frac{H_e B}{zL}$$

Donde:

HeB: Profundidad del humedal en la entrada del biofiltro.

zL: Talud a lo largo.

- Margen extra de longitud en la salida del humedal

$$L_s = \frac{H_s B}{zL}$$

Donde:

HsB: Profundidad del humedal en la salida del biofiltro

zL: Talud a lo largo

- Longitud total del biofiltro

$$L_t = L + L_e + L_s$$

- Talud de entrada del humedal

$$zB = 2/3$$

- Margen extra de la base del humedal

$$B_m = \frac{H_e B}{zB}$$

Donde:

HeB: Profundidad del humedal en la entrada del biofiltro

zB: Talud de entrada del humedal.

- Talud a lo ancho de la salida del humedal

$$zB = \frac{H_s B}{B_m}$$

Donde:

HsB: Profundidad del humedal a la salida del biofiltro

Bm: Margen extra de la base del humedal

4.4.4 Sistema de drenaje pluvial

Para realizar el diseño del alcantarillado pluvial fue necesario conocer primero el comportamiento del escurrimiento superficial del área de estudio por lo cual se realizó el levantamiento topográfico final del diseño de la urbanización, de igual forma el plano geodésico del departamento Juigalpa para determinar las áreas afluentes correspondiente a la cuenca en la cual se encuentra; así como el reconocimiento del campo para determinar de forma visual la topografía del área.

4.4.4.1 Caudal de diseño

Para calcular el área de influencia pluvial de la urbanización se utilizó el plano topográfico del proyecto. Cabe mencionar que, por su posición topográfica, el proyecto no tiene aportación de sectores aledaños.

Para el valor del coeficiente de escorrentía a utilizar fue ponderado en relación directa a las áreas individuales de cada uso de suelo, cabe destacar que los coeficientes utilizados se tomaron de referencia al reglamento que utiliza el Departamento de Drenaje Pluvial de la Alcaldía de Managua.

- Caudal de diseño

Para calcular el caudal de diseño se utilizó el método racional cuya fórmula es la siguiente:

$$Q_d = 0.2778 * 10^{-3} * C * I * A$$

Donde:

Q_d : Caudal de diseño (lps).

C: Coeficiente de escorrentía (adimensional).

I: Intensidad de lluvia (mm/hr).

A: Área de influencia (m²).

- Tiempo de concentración

$$tc = 0.0041 * k^{0.77}$$

$$K = \frac{3.28 * L}{\sqrt{s}}$$

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

Donde:

L: Longitud del tramo

Hmín: Elevación menor

Hmáx: Elevación mayor

4.4.4.2 Construcción de las curvas IDF

Las intensidades máximas anuales para duraciones de lluvia de 5, 10, 15, 30, 60 y 120, para la ciudad de Juigalpa fueron proporcionadas por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). (Ver anexo A – 3)

4.4.4.3 Obras de drenaje

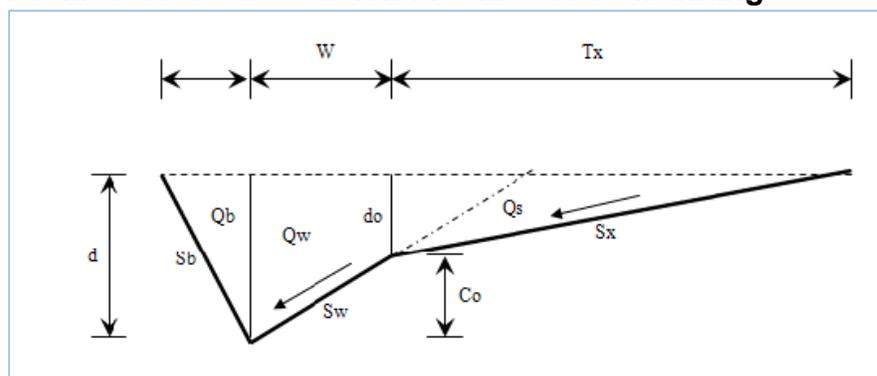
Para el cálculo hidráulico de las cunetas y tragantes, en calles y avenidas, se utilizó la ecuación de Manning modificada, tomando en cuenta los parámetros de coeficiente de rugosidad, pendiente hidráulica y velocidad de flujo.

a. Diseño de la cuneta

- Caudal de diseño de la cuneta

Para este cálculo se usaron las siguientes ecuaciones:

Figura 3. Modelo de la ecuación modificada de Manning



FUENTE: Reglamento de drenaje pluvial ALMA

- Datos proporcionados por planos

$$S_w = 0.15$$

$$S_o = 0.0065$$

$$S_x = 0.02$$

$$T_x = 11.48 \text{ pies}$$

$$W = 1.48 \text{ pies}$$

$$n = 0.017$$

• Caudal del caite de la cuneta

$$d_o = T_x * S_x$$

$$Q_1 = \frac{K}{S_w} * d^{2.67}$$

$$d = d_o + (W * S_w)$$

$$Q_2 = \frac{K}{S_w} * d_o^{2.67}$$

$$K = \frac{0.56}{n} * S_o^{0.5}$$

$$Q_w = Q_1 - Q_2$$

Donde

d_o = Diferencia de elevación entre la corona de la cuneta y el inicio del caite de la cuneta, en pies.

d : Profundidad total de la cuneta, en pie.

T_x : Ancho medio de la calzada de la vía, en pie.

S_x : Pendiente transversal de la calle, en pie/pie.

N : Coeficiente de Rugosidad de Manning (adimensional).

W : Ancho del caite de la cuneta, en pie.

S_w : Pendiente del caite de la cuneta, en pie/pie.

S_o : Pendiente longitudinal de la calle, en pie/pie.

- Caudal del bombeo en la vía

$$Q_s = \frac{K}{S_x} * d_o^{2.67}$$

- Caudal total de la cuneta

$$Q_t = Q_w + Q_s$$

- Caudal del tragante

$$Q_{tg} = \frac{0.56}{n} * S_o^{0.5} * S_x^{1.67} * T$$

Donde:

T: Ancho superficial total desde el pie de cuneta, hasta el centro de la vía, en pie.

- Longitud de la gaveta

$$E_o = \frac{Q_d}{Q_w}$$

$$S_e = S_x + (S_w * E_o)$$

$$L_t = 0.6 * Q_{tg}^{0.42} * S_o^{0.3} * \left(\frac{1}{n * S_e} \right)^{0.6}$$

Donde:

Eo: Diferencia de elevación entre el pie y caite de cuneta, en pie.

b. Diseño de tuberías

El diámetro mínimo de la tubería de conexión entre tragantes de gaveta y pozo de visita será de 21 pulgadas y la pendiente será del 2%.

En el diseño de tubería se describirán los cálculos del PVS 4 al PVS 5, asumiendo una tubería min de 24”.

- Cálculos hidráulicos en condición llena

Asumiendo un diámetro de 24” se determinan el caudal y la velocidad en condición llena

$$A_{llena} = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$R_{lleno} = \frac{D}{4}$$

$$V_{ll} = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$Q_{ll} = A.V$$

Donde:

Qu = Caudal unitario en m³/seg.

A = Área Hidráulica en metros cuadrados.

R = Radio Hidráulico en metros.

S = Pendiente Hidráulica en m/m.

Vu = Velocidad del flujo en m/seg.

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning (adimensional).

- Cálculo de tiempos en tuberías

Para el cálculo de la intensidad se determinan los tiempos por el método de W.S Kerby en donde se utiliza el área local y la distancia al punto tributario más lejano en pies.

- Coeficiente de retardo “m” (adimensional).

$$m = 0.02 \text{ (Superficie impermeable)}$$

- Tiempo de entrada

$$t = 4.3 \left(\frac{Lc * m}{g\sqrt{s}} \right)$$

- Tiempo de recorrido

$$tr = \frac{L}{60 * v}$$

$$tc = t + tr$$

Donde:

Lc: Distancia al punto tributario más lejano (pie)

V: Velocidad media en la tubería (m/s).

L: Longitud de tubería (m).

g = 32.2 pies/seg²

- Caudal de diseño de tubería

El cálculo del caudal de la tubería se determina por método racional y se obtiene:

$$Q_d = \frac{C.I.A}{360}$$

- Cálculos hidráulicos en condición parcialmente llena

Para determinar estos cálculos se hace la relación de caudales de relaciones hidráulicas (diámetro y velocidad) para tuberías parcialmente llena se determina la velocidad y el tirante. (Ver Anexo A - 4)

- Tirante

$$\frac{d}{D} = \text{factor de relación} \quad \rightarrow \quad d = \text{Factor de relación} * D$$

- Velocidad de diseño

$$\frac{V_d}{V_{ll}} = \left[1 - \frac{\sin \left(2 * \cos^{-1} \left(1 - 2 * \frac{d}{D} \right) \right)}{2 * \cos^{-1} \left(1 - 2 * \frac{d}{D} \right)} \right]^{\frac{2}{3}}$$

c. Determinación de lugares de descarga

Como lugares de descarga se buscaron puntos donde la salida del caudal fuera en ríos. El río Mayales bordea el municipio, por lo que se utilizaron 5 puntos de descargas que llegan directamente al río esto se debe a las características topográficas del terreno. Previamente la empresa que lleva la urbanizadora hizo un estudio hidrológico del río a un periodo de 50 años de retorno.

Para el punto más crítico (que va del PVP 9 hacia la descarga1) el estudio dice que su cota de inundación es de 56.78 m y nuestra cota de descarga es de 57.82 m en lo cual existe una diferencia 1.08 por lo tanto podemos descargar nuestras aguas pluviales al río.

CAPITULO V. CÁLCULOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Sistema de agua potable

5.1.1 Población y variaciones de consumos

5.1.1.1 Población de diseño

$$P_{dis} = 6 \frac{hab}{lote} * \# lotes$$

$$P_{dis} = 6 \frac{hab}{lote} * 240 lotes = 1440 hab$$

5.1.1.2 Variaciones de consumo

- Consumo promedio diario

$$CPD = 1440 hab * 151 lppd = 2.52 \frac{l}{s}$$

- Consumo promedio diario total

$$CPDT = 1.20 * 2.52 \frac{l}{s} = 3.028 \frac{l}{s}$$

- Consumo de máximo día

$$CMD = \left(1.5 * 2.52 \frac{l}{s}\right) + \left(0.2 * 2.52 \frac{l}{s}\right) = 4.29 \frac{l}{s}$$

- Consumo de máxima hora

$$CMH = \left(2.5 * 2.52 \frac{l}{s}\right) + \left(0.2 * 2.52 \frac{l}{s}\right) = 6.813 \frac{l}{s}$$

5.1.2. Línea de conducción

La línea de conducción estará conformada por 1467.53m de tubería de PVC SDR-26 de 6" (150mm).

Según los resultados de la medición de las presiones en el punto de acople se obtuvo como presión máxima en la tubería de 49.28mca y una mínima de 21.12mca, cumpliendo estas con los parámetros establecidos en la norma de INAA.

Con los datos obtenidos se calculó la altura de presión en el punto de acople, siendo este con presión máxima de 120.29m y con presión mínima de 92.13m

Se colocaron válvulas de control en los acoples, válvulas de limpieza en los puntos más bajos y válvulas de aire en los puntos más altos.

Se calcularon las pérdidas y alturas piezométricas a lo largo de la tubería para determinar la presión en el punto de conexión con la red. En este documento se ejemplifican los cálculos en dos tramos de la tubería.

5.1.2.1 Presión máxima

Datos

$$Q \text{ diseño} = CMH = 6.813 \frac{l}{s}$$

Estación 1+464.97. Elevación 71.009msnm.

Estación 0+000. Elevación 66.089 msnm.

Altura 1 (H1) = 120.29 mca (A presión máxima)

- Longitud inclinada

$$Dist_{inclinada} = \sqrt{(1464.97m)^2 + (71.009m - 66.089 m)^2} = 1464.978m.$$

- Carga disponible en ΔH_{1-2}

$$\Delta H_{1-2} = (120.29mca - 66.089 msnm) = 54.20m$$

- Pendiente

$$S_{1-2} = \frac{54.20m}{1464.978m} = 0.04m/m$$

- Diámetro

Se asumió un diámetro de 6" (150mm)

- Pérdidas

$$hf_{1-2} = \left(\frac{0.006813 \frac{m}{s}}{0.2785 * 150 * 0.15m^{2.63}} \right)^{1.85} * 1464.978 = 1.46m$$

- Altura

$$H_2 = (120.29mca - 01.46m) = 118.83 mca$$

5.1.2.2 Presión mínima

Altura 1 H1 = 92.13 mca (A presión mínima)

- Longitud inclinada

$$Dist_{inclinada} = \sqrt{(4.97m)^2 + (71.009m - 66.089m)^2} = 1464.978m.$$

- Carga disponible en ΔH_{1-2}

$$\Delta H_{1-2} = (92.13 mca - 66.089msnm) = 26.04 m$$

- Pendiente

$$S_{1-2} = \frac{26.04}{1464.978m} = 0.018 m/m$$

- Diámetro

Se asumió un diámetro de 6" (150mm).

- Pérdidas

$$hf_{1-2} = \left(\frac{0.006813 \frac{m}{s}}{0.2785 * 150 * 0.15m^{2.63}} \right)^{1.85} * 1464.978m = 1.46m$$

- Altura

$$H2 = (92.13 \text{ mca} - 0.01\text{m}) = 92.12 \text{ mca}$$

El resumen de cálculo de todos los tramos de la red se presenta en la tabla 2 y 3.

Ya obtenidas las alturas en la hoja de cálculo con presiones máximas y mínimas, se toman los valores de altura de la última estación, las cuales corresponden a las alturas del acople LINEA DE CONDUCCION – RED DE DISTRIBUCION. Dichas alturas se tomaron para introducirlas al programa EPANET y así simular las condiciones a las que está sometida la red.

Las altura máxima y mínima obtenidas para el punto de acople fueron de 118.82m y 90.66m respectivamente.

Tabla 2. Resultados de línea de conducción (Presión máxima y mínima)

Estación (m)	Elevación (m)	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	∅ Calculado (m)	∅ Propuesto (m)	∅ (Pulg)	ΔH (m)	Pérdidas (m)	Altura (m)	Presión (m)	Caudal l/s
PRESIÓN MÁXIMA											
1+464.97	71.009	1464.978	4.00	0.150	0.150	6	54.20	1.46	120.29	49.28	6.81
0+000	66.089								118.83	52.74	
PRESIÓN MÍNIMA											
1+464.97	71.009	1464.978	1.80	0.150	0.150	6	26.04	1.46	92.13	21.12	6.81
0+000	66.089								90.67	24.58	

Fuente: Elaboración propia

5.1.3 Red de distribución

La red de distribución cuenta con tres tramos de tubería que suman un total de 792.93 de tubería PVC SDR – 26 de diámetros variables, ubicados de forma tal que toda la urbanización tenga acceso a la conexión.

5.1.3.1 Cálculo de caudales de salida en los nodos

Para las dos primeras condiciones se calcularon los caudales de salida en los nodos a través de la demanda por lote. A continuación, se presentan los cálculos del nodo 2 y un resumen en la tabla 4.

Tabla 3. Cálculo del caudal de salida en los nodos

DE NODO A NODO	ID. TUBERIA	NODO	NUMERO DE LOTES	DEMANDA UNITARIA - CMH (l/s)	DEMANDA UNITARIA - CMD (l/s)	CMH (l/s)	CMD (l/s)	COTA (m)
Emb 1. - 1	1	1	21	0.03	0.02	0.60	0.38	65.20
1 - 2	2	2	85	0.03	0.02	2.41	1.52	65.98
1 - 2, 1	4	2.1	44	0.03	0.02	1.25	0.79	64.24
2 - 3	3	3	25	0.03	0.02	0.71	0.45	63.24
3 - 3, 1	3	3.1	65	0.03	0.02	1.85	1.16	62.78
TOTAL			240	-	-	6.81	4.29	63.24

FUENTE: Propia

- Análisis del nodo 2

Cantidad total de lotes = 240 lotes

Cantidad de lotes a servir = 129 lotes

$$\text{Demanda unitaria (CMH)} = \frac{CMH}{240} = \frac{6.813 \frac{l}{s}}{240} = 0.0283 \frac{l}{s \cdot lote}$$

$$\text{Demanda en el nodo (CMH)} = 0.0283 \frac{l}{s \cdot lote} * 129 \text{ lotes} = 3.661 \frac{l}{s}$$

$$\text{Demanda unitaria (CMH)} = \frac{CMD}{240} = \frac{4.29 \frac{l}{s}}{240} = 0.0178 \frac{l}{s \cdot lote}$$

$$\text{Demanda en el nodo (CMH)} = 0.0178 \frac{l}{s \cdot lote} * 129 \text{ lotes} = 2.305 \frac{l}{s}$$

5.1.3.2 Análisis hidráulico de la red

Se realizaron simulaciones de la red en EPANET que a continuación se demuestran:

- Consumo de máxima hora

Se evaluó la red bajo las condiciones consumo máxima hora, bajo presión máxima y mínima, los resultados se detallan en las tablas 5, 6, 7 y 8. El trazado se mostrará en anexo A – 5; A - 6.

Tabla 4. Resultados de simulación de la red en la línea

ID. De tubería	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	velocidad (m/s)
Tubería 1	43.95	100	6.81	0.87
Tubería 2	175.3	100	6.22	0.79
Tubería 3	83.38	75	2.56	0.58
Tubería 4	240.3	50	1.25	0.64
Tubería 5	250.4	50	1.85	0.94

FUENTE: Propia

Tabla 5. Resultados de simulación de la red en nodo (Presión máxima)

ID. Denodo	Cota (m)	Demanda (lps)	Presión Máxima		Presión Mínima	
			Altura (m)	Presión (m)	Altura (m)	Presión (m)
Conexión 1	65.25	0.6	118.5	53.30	90.34	25.14
Conexión 2	65.98	2.41	117.44	51.46	89.28	23.30
Conexión 3	63.24	0.71	117.4	53.80	88.88	25.64
Conexión 2.1	64.24	1.25	115.26	51.02	87.1	22.86
Conexión 3.1	62.78	1.85	112.34	49.56	84.18	21.40
Embalse	118.82	-6.81	118.82	-		-

FUENTE: Propia

- Consumo de máximo día

Se evaluó el desempeño de la red bajo las condiciones de consumo de máximo día más caudal de incendio en el nodo 2, con presión promedio.

Para la simulación de la red bajo esta condición se usó una dotación de incendio de 9 l/s en el nodo 2. Ver anexo A – 7.

Tabla 5. Consumo de máximo día más incendio (Velocidad en tramos)

ID. De tubería	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	velocidad (m/s)
Tubería 1	65.25	100	6.81	13.3
Tubería 2	175.3	100	6.22	12.92
Tubería 3	83.38	75	2.56	1.61
Tubería 4	240.3	50	1.25	0.79
Tubería 5	250.4	50	1.85	1.16

*FUENTE: Propia***Tabla 6. Consumo de máximo día más incendio (Presiones en nodos)**

ID. Denodo	Cota (m)	Demanda (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Conexión 1	65.25	0.38	90.34	39.86
Conexión 2	65.98	10.52	89.28	35.01
Conexión 3	63.24	0.45	88.88	37.58
Conexión 2.1	64.24	0.79	87.1	35.82
Conexión 3.1	62.78	1.16	84.18	36.06
Embalse	118.82	-6.81		-

FUENTE: Propia

- Sin consumo en la red con presión máxima

Trazado en Anexo A – 8.

Tabla 7. Sin Consumo en la red (Presiones en los nodos)

ID. Denodo	Cota (m)	Demanda (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Conexión 1	65.25	0	118.82	53.57
Conexión 2	65.98	0	118.82	52.85
Conexión 3	63.24	0	118.82	55.58
Conexión 2.1	64.24	0	118.82	54.58
Conexión 3.1	62.78	0	118.82	56.04
Embalse	118.82	0	118.82	-

FUENTE: Propia

5.2 Sistema de alcantarillado sanitario

5.2.1 Red de alcantarillado

Se consideró para el ejemplo de cálculo y análisis el tramo de la red principal que comprende del PVS-4 al PVS-3, que recibe aportaciones tributarias de los colectores comprendidos en los tramos PVS - 5 al PVS - 4 y PVS-4.10 al PVS-4

Tabla 8. Información de tramos tributarios

Descripción	Colectores tributarios	
	(PVS - 5 al PVS - 4)	(PVS - 4.10 al PVS - 4)
No. De lotes	37	24
Área total (m ²)	5894.966	3552.457
Díámetro (mm)	150	150
Relación Qd/Qll	0.036	0.096

FUENTE: Propia

- Población

Número de lotes que tributan en el pozo 4 = 37 lotes del (PVS - 5 al PVS - 4) + 24 lotes del (PVS - 4.10 al PVS - 4) = 61 lotes.

$$P = N^{\circ} \text{ de lotes} * \text{Ind. Hab} = 61 \text{ lotes} * 6 \frac{\text{hab}}{\text{lote}} = 366 \text{ hab}$$

5.2.1.1. Caudal de diseño

Tabla 9. Datos generales para cálculo de caudales

Descripción	Resultado	Unidades
Índice habitacional	6	hab/lote
Dotación de consumo	151	Lppd
Factor de retorno	0,8	

FUENTE: Propia

- Caudal medio

$$Q_m = \frac{366 * 0.80 * 151}{86400} = 0.511 \text{ lps}$$

- Caudal de infiltración

Área lotes que tributan en el pozo 4 = $5894.966m^2$ del (PVS – 5 al PVS – 4) + $3552.457m^2$ del (PVS – 4.10 al PVS – 4) = $9447.423m^2$.

No existen áreas que locales que aporten directamente al tramo.

$$Dotacion\ de\ infiltracion = 1300 \frac{gal}{hab * dia} = 5000 \frac{lbs}{hab * dia}$$

$$Q_{inf} = \frac{\frac{5000 \frac{lt}{ha}}{dia} * \left(\frac{Area\ total\ (m^2)}{10000 \frac{m^2}{ha}} \right)}{86400}$$

$$Q_{inf} = \frac{5000 \text{ lt/ha/dia} * \left(\frac{9447.423 \text{ m}^2}{10000 \text{ m}^2/ha} \right)}{86400} = 0.0546 \text{ l/s}$$

- Caudal máximo de aguas residuales

$$Q_{max} = \left(1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{366}{1000}}} \right) * 0.511 \text{ lps} = 1.53 \text{ lps} \text{ (se asumio hammon} = 3)$$

El caudal de diseño para el tramo seleccionado será:

$$Q_d = Q_{max} + Q_{inf} = 1.53 + 0.511 = 2.044 \text{ l/s}$$

A continuación, en tablas 11 y 12 se presentan los resultados del cálculo de caudales en red principal y en la red secundaria.

Tabla 10. Caudales de la red principal

RESULTADOS DE CAUDALES DE LINEA PRINCIPAL														
Tramo	PVS		longitud	AREA (HA)			POBLACION	FACTOR HARMON		Qmed. l/s	Qmax l/s	Qinf. l/s	Qdis. l/s	Qmin l/s
	Arriba	Abajo		Local	Tributaria	Total		Hcalc.	Hprop.					
1	PVS - 11	PVS - 10	52.280	0.076	0	0.076	30	4.36	3	0.04	0.12	4.4E-03	0.12	1.5
2	PVS - 10	PVS - 9	52.720	0.093	0.076	0.169	66	4.29	3	0.09	0.27	9.8E-03	0.28	1.5
3	PVS - 9	PVS - 8	67.240	0.102	0.169	0.271	105	4.24	3	0.15	0.45	1.6E-02	0.47	1.5
4	PVS - 8	PVS - 7	46.000	0.000	0.271	0.271	105	4.24	3	0.15	0.45	1.6E-02	0.47	1.5
5	PVS - 7	PVS - 6	45.700	0.080	0.271	0.351	137	4.2	3	0.19	0.57	2.0E-02	0.59	1.5
6	PVS - 6	PVS - 5	32.490	0.113	0.351	0.464	180	4.16	3	0.25	0.75	2.7E-02	0.78	1.5
7	PVS - 5	PVS - 4	43.283	0.125	0.464	0.589	229	4.13	3	0.32	0.96	3.4E-02	0.99	1.5
8	PVS - 4	PVS - 3	44.000	0.000	0.589	0.944	367	4.04	3	0.51	1.53	5.5E-02	1.58	1.58
9	PVS - 3	PVS - 2	42.000	0.000	0.944	1.640	638	3.92	3	0.89	2.67	9.5E-02	2.76	2.76
10	PVS - 2	PVS - 1	15.650	0.000	1.640	3.701	1440	3.69	3	2.01	6.03	2.1E-01	6.24	6.24

FUENTE: Propia

Tabla 11. Caudales de la red secundaria

RESULTADOS DE CAUDALES PARA TRAMOS SECUNDARIOS DE LA RED																	
Tramo	PVS		long (m)	Area			Población	Factor de Harmon		Qmed.	Qmax	Qinf.	Qdis.	Qmin			
	Arriba	Abajo		Local	Tributaria	Total		Hcalc.	Hprop.						l/s		
															(Ha)		
1	PVS - 4.2.O	PVS - 4.1.O	60.52	0.178	0.000	0.178	69	4.28	3	0.10	0.3	0.010	0.310	1.5			
2	PVS - 4.1.O	PVS - 4	56.54	0.177	0.178	0.355	138	4.20	3	0.19	0.57	0.021	0.590	1.5			
3	PVS - 3.3.O	PVS - 3.2.O	48.87	0.146	0.000	0.146	57	4.30	3	0.08	0.24	0.008	0.250	1.5			
4	PVS - 3.2.O	PVS - 3.1.O	48.772	0.153	0.146	0.299	116	4.23	3	0.16	0.48	0.017	0.500	1.5			
5	PVS - 3.1.O	PVS - 3	45.341	0.135	0.299	0.434	169	4.17	3	0.24	0.72	0.025	0.750	1.5			
6	PVS - 3.3.E	PVS - 3.2.E	30.423	0.083	0.000	0.083	32	4.35	3	0.04	0.12	0.005	0.120	1.5			
7	PVS - 3.2.E	PVS - 3.1.E	28.441	0.096	0.083	0.179	70	4.28	3	0.10	0.3	0.010	0.310	1.5			
8	PVS - 3.1.E	PVS - 3	35.41	0.083	0.179	0.262	102	4.24	3	0.14	0.42	0.015	0.440	1.5			
9	PVS - 2.3.O	PVS - 2.2.O	58.282	0.174	0.000	0.174	68	4.29	3	0.10	0.3	0.010	0.310	1.5			
10	PVS - 2.2.O	PVS - 2.1.O	53.165	0.090	0.174	0.264	103	4.24	3	0.14	0.42	0.015	0.440	1.5			
11	PVS - 2.1.O	PVS - 2	67.93	0.107	0.264	0.371	144	4.20	3	0.20	0.6	0.022	0.620	1.5			
12	PVS - 11	PVS - 2.8.2	49.84	0.058	0.000	0.058	23	4.37	3	0.03	0.09	0.003	0.090	1.5			
13	PVS - 2.8.2	PVS - 2.8.1	61.62	0.193	0.058	0.508	198	4.15	3	0.28	0.84	0.029	0.870	1.5			
14	PVS - 2.8.1	PVS - 2.8	63.202	0.163	0.508	0.671	261	4.10	3	0.36	1.08	0.039	1.120	1.5			
15	PVS - 2.8.3	PVS - 2.7.1	63.39	0.189	0.000	0.189	74	4.28	3	0.10	0.3	0.011	0.310	1.5			
16	PVS - 2.7.1	PVS - 2.7	61.89	0.150	0.189	0.339	132	4.21	3	0.18	0.54	0.020	0.560	1.5			
17	PVS - 2.8.4	PVS - 2.6	74.54	0.196	0.000	0.196	76	4.27	3	0.11	0.33	0.011	0.340	1.5			
18	PVS - 2.8.5	PVS - 2.5	64.49	0.163	0.000	0.163	63	4.29	3	0.09	0.27	0.009	0.280	1.5			
19	PVS - 7	PVS - 3.3.E	44.22	0.052	0.000	0.052	20	4.38	3	0.03	0.09	0.000	0.090	1.5			
20	PVS - 3.3.E	PVS - 2.3.E	41.835	0.061	0.052	0.113	44	4.33	3	0.06	0.18	0.010	0.190	1.5			
21	PVS - 7	PVS - 2.8.5	46.427	0.060	0.000	0.060	23	4.37	3	0.03	0.09	0.000	0.090	1.5			
22	PVS - 2.8.5	PVS - 2.8.4	44.455	0.059	0.060	0.119	46	4.32	3	0.06	0.18	0.010	0.190	1.5			
23	PVS - 2.8.4	PVS - 2.8.3	44.432	0.074	0.119	0.193	75	4.28	3	0.10	0.3	0.010	0.310	1.5			
24	PVS - 2.8.3	PVS - 2.8.2	41.74	0.064	0.193	0.257	100	4.24	3	0.14	0.42	0.010	0.430	1.5			
25	PVS - 2.8.E	PVS - 2.7.E	43.056	0.000	0.000	0.671	261	4.10	3	0.36	1.08	0.040	1.120	1.5			
26	PVS - 2.7.E	PVS - 2.6	72.08	0.000	0.000	1.010	393	4.03	3	0.55	1.65	0.060	1.710	1.710			
27	PVS - 2.6.E	PVS - 2.5	46.56	0.000	0.000	1.206	469	3.99	3	0.66	1.98	0.070	2.050	2.050			
28	PVS - 2.5.E	PVS - 2.4	32.44	0.000	0.000	1.369	533	3.96	3	0.75	2.25	0.080	2.330	2.330			
29	PVS - 2.4.E	PVS - 2.3	15.547	0.030	1.369	1.399	544	3.96	3	0.76	2.28	0.080	2.360	2.360			
30	PVS - 2.3.E	PVS - 2.2	20.638	0.062	1.399	1.574	612	3.93	3	0.86	2.58	0.090	2.670	2.670			
31	PVS - 2.2.E	PVS - 2.1	20.363	0.049	1.574	1.623	631	3.92	3	0.88	2.64	0.090	2.730	2.730			
32	PVS - 2.1.E	PVS - 2.	27.352	0.067	1.623	1.690	657	3.91	3	0.92	2.76	0.100	2.860	2.860			

FUENTE: Propia

5.2.1.2 Diseño hidráulico del colector

Datos

Longitud: 44.000 m

Elevación del terreno P.V.S 4: 63.370 msnm

Elevación del terreno P.V.S 3: 61.000 msnm

$$Pendiente\ de\ terreno = \frac{Elev.\ PV4 - Elv.\ PV3}{Long.\ servida} = \frac{63.370\ m - 61\ m}{44\ m} = 0.054\ m/m$$

Se tomó el diámetro mínimo de 150 mm para el diseño de todos los tramos en estudio.

$$Rh_u = \frac{D}{4} = \frac{0.15\ m}{4} = 0.0375\ m$$

$$A_u = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi * 0.15\ m^2}{4} = 0.018\ m^2$$

$$V_u = \frac{Rh_u^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{0.0375^{2/3} 0.054^{1/2}}{0.009} = 2.89\ m/s$$

$$Q_u = A_u * V_u = 0.018\ m^2 * \frac{2.89\ m}{s} * 1000 \frac{l}{m^3} = 51.09\ l/s$$

Tubería parcialmente llena, bajo caudal de diseño. (Ver tabla 13 y tabla 14).

$$\frac{Q_d}{Q_u} = \frac{2.044\ l/s}{51.09\ l/s} = 0.031$$

Con este valor de relación de caudal se encontró el tirante, la velocidad y el radio hidráulico de la tubería parcialmente llena, interpolando el valor y/D , en la tabla de relaciones hidráulicas, obteniéndose:

- Tirante.

$$\frac{y}{D} = 0.121 < 0.75\ (OK)$$

$$y = \left(\frac{y}{D}\right) * D = 0.121 * 0.15 \text{ m} = 0.018 \text{ m}$$

- Velocidad

$$V = \left(\frac{V}{V_u}\right) * V_u = 0.452 * 2.89 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 1.308 \text{ m/s}$$

- Radio hidráulico

$$\theta^\circ = 2 * \arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right) = 2 * \arccos\left(1 - \frac{2 * 0.018 \text{ m}}{0.15 \text{ m}}\right) = 81.07^\circ$$

$$Rh = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{ sen } \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ}\right) = \frac{0.15 \text{ m}}{4} \left(1 - \frac{360 \text{ sen } 81.07^\circ}{2\pi * 81.07^\circ}\right) = 0.0113 \text{ m}$$

- Tensión tractiva

$$\tau = \rho g Rh S = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0.0375 \text{ m} * 0.055 = 20.33 \text{ Pa} > 1 \text{ Pa (OK)}$$

Análisis de tubería parcialmente llena, bajo condiciones de caudal mínimo. Ver tablas 15 y 16.

$$Q_{min} = \frac{Q_m}{5} = \frac{0.51 \text{ l/s}}{5} = 0.102 \text{ l/s}, \quad \text{se usara } 1.5 \text{ l/s}$$

Tabla 12. Hidráulica de alcantarillas, tubería parcialmente llena (Red principal)

RESULTADOS DE HIDRAULICA DE ALCANTARILLAS																		
Tramo	PVS		Long. (m)	Diámetro (mm)	Rh	All	S			QII	Qdis	Qmin	Qdis/QII	Rel. De elem.		Velocidad		
	Arriba	Abajo					Terr. (m/m)	min	Tub.					(l/s)	Y/D	Vd/VII	Lleno	Diseño
													(m/s)					
1	PVS - 11	PVS - 10	52.280	150	0.038	0.018	0.004	0.005	0.005	15.55	0.12	1.500	0.096	0.203	0.620	0.880	0.546	3.000
2	PVS - 10	PVS - 9	52.720	150	0.038	0.018	0.004	0.005	0.005	15.55	0.28	1.500	0.096	0.203	0.620	0.880	0.546	3.000
3	PVS - 9	PVS - 8	67.240	150	0.038	0.018	0.009	0.006	0.009	20.86	0.47	1.500	0.072	0.181	0.581	1.181	0.686	3.000
4	PVS - 8	PVS - 7	46.000	150	0.038	0.018	-0.018	0.006	0.006	17.03	0.47	1.500	0.088	0.201	0.616	0.964	0.594	3.000
5	PVS - 7	PVS - 6	45.700	150	0.038	0.018	0.004	0.005	0.005	15.55	0.59	1.500	0.096	0.203	0.620	0.880	0.546	3.000
6	PVS - 6	PVS - 5	32.490	150	0.038	0.018	0.027	0.006	0.006	17.03	0.78	1.500	0.088	0.201	0.616	0.964	0.594	3.000
7	PVS - 5	PVS - 4	43.283	150	0.038	0.018	0.035	0.008	0.030	38.08	0.99	1.500	0.039	0.135	0.484	2.156	1.044	3.000
8	PVS - 4	PVS - 3	44.000	150	0.038	0.018	0.054	0.009	0.047	47.67	1.58	1.580	0.033	0.124	0.460	2.699	1.241	3.000
9	PVS - 3	PVS - 2	42.000	150	0.038	0.018	0.024	0.008	0.024	34.06	2.76	2.760	0.081	0.192	0.601	1.928	1.159	3.000
10	PVS - 2	PVS - 1	15.650	150	0.038	0.018	0.019	0.007	0.019	30.31	6.24	6.240	0.206	0.308	0.788	1.716	1.351	3.000

FUENTE: Propia

Tabla 13. Hidráulica de alcantarillas, tubería parcialmente llena (Red secundaria)

RESULTADOS DE HIDRAULICA DE ALCANTARILLAS																		
Tramo	PVS		long. (m)	Diametro (mm)	Rh	All	S			QII	Qdis (l/s)	Qmin	Qdis/QII	Rel. De elem.		Velocidad		
	Arriba	Abajo					Terr.	min	Tub.					Y/D	Vd/VII	Lleno	Diseño	maxima
							(m/m)						(l/s)					
1	PVS - 4.2.O	PVS - 4.1.O	60.520	150	0.038	0.018	0.007	0.004	0.009	20.86	0.31	1.500	0.072	0.181	0.581	1.181	0.686	3.000
2	PVS - 4.1.O	PVS - 4	56.540	150	0.038	0.018	0.008	0.003	0.006	17.03	0.59	1.500	0.088	0.201	0.616	0.964	0.594	3.000
3	PVS - 3.3.O	PVS - 3.2.O	48.870	150	0.038	0.018	0.006	0.004	0.008	19.67	0.25	1.500	0.076	0.186	0.590	1.113	0.657	3.000
4	PVS - 3.2.O	PVS - 3.1.O	48.772	150	0.038	0.018	0.021	0.004	0.015	26.93	0.50	1.500	0.056	0.161	0.541	1.525	0.824	3.000
5	PVS - 3.1.O	PVS - 3	45.341	150	0.038	0.018	0.038	0.005	0.026	35.11	0.75	1.500	0.043	0.142	0.499	1.988	0.992	3.000
6	PVS - 3.3.E	PVS - 3.2.E	30.423	150	0.038	0.018	0.028	0.005	0.028	36.79	0.12	1.500	0.041	0.139	0.492	2.083	1.024	3.000
7	PVS - 3.2.E	PVS - 3.1.E	28.441	150	0.038	0.018	0.042	0.006	0.045	46.64	0.31	1.500	0.032	0.123	0.456	2.641	1.204	3.000
8	PVS - 3.1.E	PVS - 3	35.410	150	0.038	0.018	0.061	0.006	0.058	52.95	0.44	1.500	0.028	0.115	0.438	2.998	1.313	3.000
9	PVS - 2.3.O	PVS - 2.2.O	58.282	150	0.038	0.018	0.007	0.004	0.008	19.67	0.31	1.500	0.076	0.186	0.590	1.113	0.657	3.000
10	PVS - 2.2.O	PVS - 2.1.O	53.165	150	0.038	0.018	0.041	0.005	0.041	44.52	0.44	1.500	0.034	0.126	0.464	2.521	1.170	3.000
11	PVS - 2.1.O	PVS - 2	67.930	150	0.038	0.018	0.003	0.003	0.003	12.04	0.62	1.500	0.125	0.239	0.683	0.682	0.465	3.000
12	PVS - 11	PVS - 2.8.2	49.840	150	0.038	0.018	0.020	0.005	0.025	34.76	0.09	1.500	0.043	0.142	0.499	1.968	0.982	3.000
13	PVS - 2.8.2	PVS - 2.8.1	61.620	150	0.038	0.018	0.006	0.003	0.006	17.03	0.87	1.500	0.088	0.201	0.616	0.964	0.594	3.000
14	PVS - 2.8.1	PVS - 2.8	63.202	150	0.038	0.018	0.016	0.004	0.016	27.81	1.12	1.500	0.054	0.158	0.535	1.575	0.843	3.000
15	PVS - 2.8.3	PVS - 2.7.1	63.390	150	0.038	0.018	-0.002	0.003	0.003	12.04	0.31	1.500	0.125	0.239	0.683	0.682	0.465	3.000
16	PVS - 2.7.1	PVS - 2.7	61.890	150	0.038	0.018	0.022	0.004	0.017	28.67	0.56	1.500	0.052	0.155	0.530	1.623	0.861	3.000
17	PVS - 2.8.4	PVS - 2.6	74.540	150	0.038	0.018	0.023	0.005	0.023	33.34	0.34	1.500	0.045	0.145	0.507	1.888	0.956	3.000
18	PVS - 2.8.5	PVS - 2.5	64.490	150	0.038	0.018	0.043	0.006	0.044	46.12	0.28	1.500	0.033	0.124	0.460	2.611	1.201	3.000
19	PVS - 7	PVS - 3.3.E	44.220	150	0.038	0.018	0.018	0.004	0.018	29.50	0.09	1.500	0.051	0.154	0.528	1.670	0.881	3.000
20	PVS - 3.3.E	PVS - 2.3.E	41.835	150	0.038	0.018	0.047	0.006	0.047	47.67	0.19	1.500	0.031	0.121	0.452	2.699	1.220	3.000
21	PVS - 7	PVS - 2.8.5	46.427	150	0.038	0.018	0.004	0.003	0.004	13.91	0.09	1.500	0.108	0.222	0.655	0.787	0.515	3.000
22	PVS - 2.8.5	PVS - 2.8.4	44.455	150	0.038	0.018	0.004	0.003	0.004	13.91	0.19	1.500	0.108	0.222	0.655	0.787	0.515	3.000
23	PVS - 2.8.4	PVS - 2.8.3	44.432	150	0.038	0.018	0.006	0.003	0.006	17.03	0.31	1.500	0.088	0.201	0.616	0.964	0.594	3.000
24	PVS - 2.8.3	PVS - 2.8.2	41.740	150	0.038	0.018	0.004	0.003	0.004	13.91	0.43	1.500	0.108	0.222	0.655	0.787	0.515	3.000
25	PVS - 2.8	PVS - 2.7	43.056	150	0.038	0.018	-0.008	0.003	0.003	12.04	1.12	1.500	0.125	0.239	0.683	0.682	0.465	3.000
26	PVS - 2.7	PVS - 2.6	72.080	150	0.038	0.018	0.004	0.003	0.003	12.04	1.71	1.710	0.142	0.255	0.708	0.682	0.483	3.000
27	PVS - 2.6	PVS - 2.5	46.560	150	0.038	0.018	0.019	0.004	0.010	21.99	2.05	2.05	0.093	0.203	0.620	1.245	0.772	3.000
28	PVS - 2.5	PVS - 2.4	32.440	150	0.038	0.018	-0.001	0.003	0.003	12.04	2.33	2.33	0.193	0.297	0.780	0.682	0.532	3.000
29	PVS - 2.4	PVS - 2.3	15.547	150	0.038	0.018	-0.014	0.003	0.003	12.04	2.36	2.36	0.196	0.300	0.780	0.682	0.532	3.000
30	PVS - 2.3	PVS - 2.2	20.638	150	0.038	0.018	0.026	0.003	0.003	12.04	2.67	2.67	0.222	0.320	0.804	0.682	0.548	3.000
31	PVS - 2.2	PVS - 2.1	20.363	150	0.038	0.018	0.067	0.005	0.025	34.76	2.73	2.73	0.079	0.190	0.597	1.968	1.174	3.000
32	PVS - 2.1	PVS - 2.	27.352	150	0.038	0.018	0.049	0.005	0.040	43.97	2.86	2.86	0.065	0.167	0.551	2.490	1.372	3.000

FUENTE: Propia

Tabla 14. Hidráulica de alcantarilla para caudal mínimo, tubería parcialmente llena (Red principal)

RESULTADOS DE HIDRAULICA DE ALCANTARILLAS PARA CAUDAL MINIMO												
Tramo	PVS		Y (tirante) (m)	θ °	Rh	τ (Pa)	Velocidad (m/s)	QII	Qmin	Qdis/QII	Relaciones de elementos	
	Arriba	Abajo									Y/D	Vd/VII
1	PVS - 11	PVS - 10	0.030	107.117	0.018	0.899	0.546	15.55	1.500	0.0965	0.203	0.620
2	PVS - 10	PVS - 9	0.030	107.117	0.018	0.899	0.546	15.55	1.500	0.0965	0.203	0.620
3	PVS - 9	PVS - 8	0.027	100.833	0.017	1.463	0.686	20.86	1.500	0.0719	0.181	0.581
4	PVS - 8	PVS - 7	0.030	106.432	0.018	1.068	0.594	17.03	1.500	0.0881	0.201	0.616
5	PVS - 7	PVS - 6	0.030	107.117	0.018	0.899	0.546	15.55	1.500	0.0965	0.203	0.620
6	PVS - 6	PVS - 5	0.030	106.432	0.018	1.068	0.594	17.03	1.500	0.0881	0.201	0.616
7	PVS - 5	PVS - 4	0.020	86.294	0.013	3.724	1.044	38.08	1.500	0.0394	0.135	0.484
8	PVS - 4	PVS - 3	0.018	81.774	0.011	5.300	1.225	47.67	1.500	0.0315	0.122	0.454
9	PVS - 3	PVS - 2	0.021	88.877	0.013	3.138	1.144	34.06	1.500	0.0440	0.143	0.593
10	PVS - 2	PVS - 1	0.023	91.466	0.014	2.613	0.894	30.31	1.500	0.0495	0.151	0.521

FUENTE: Propia

Tabla 15. Hidráulica de alcantarillas, tubería parcialmente llena con caudal mínimo (Red secundaria)

RESULTADOS DE HIDRAULICA DE ALCANTARILLAS PARA CAUDAL MINIMO												
Tramo	PVS		Y (tirante) (m)	θ °	Rh	τ (Pa)	Velocidad (m/s)	QII	Qmin	Qdis/QII	Relaciones de elementos	
	Arriba	Abajo									Y/D	Vd/VII
1	PVS - 4.2.O	PVS - 4.1.O	0.027	100.798	0.017	2.401	0.685	20.86	1.500	0.0719	0.181	0.580
2	PVS - 4.1.O	PVS - 4	0.030	106.466	0.018	1.772	0.594	17.03	1.500	0.0881	0.201	0.616
3	PVS - 3.3.O	PVS - 3.2.O	0.028	102.359	0.017	2.196	0.657	19.67	1.500	0.0763	0.187	0.590
4	PVS - 3.2.O	PVS - 3.1. O	0.024	94.485	0.015	3.544	0.823	26.93	1.500	0.0557	0.161	0.540
5	PVS - 3.1. O	PVS - 3	0.021	88.237	0.013	5.293	0.990	35.11	1.500	0.0427	0.141	0.498
6	PVS - 3.3.E	PVS - 3.2.E	0.021	87.295	0.013	5.694	1.023	36.79	1.500	0.0408	0.138	0.491
7	PVS - 3.2.E	PVS - 3.2.E	0.018	82.110	0.012	8.142	1.206	46.64	1.500	0.0322	0.123	0.457
8	PVS - 3.2.E	PVS - 3	0.017	79.507	0.011	9.866	1.318	52.95	1.500	0.0283	0.116	0.440
9	PVS - 2.3.O	PVS - 2.2.O	0.028	102.359	0.017	2.196	0.657	19.67	1.500	0.0763	0.187	0.590
10	PVS - 2.2.O	PVS - 2.1.O	0.019	83.048	0.012	7.581	1.167	44.52	1.500	0.0337	0.126	0.463
11	PVS - 2.1.O	PVS - 2	0.036	116.959	0.021	1.053	0.465	12.04	1.500	0.1246	0.239	0.682
12	PVS - 11	PVS - 2.8.2	0.021	88.435	0.013	5.211	0.983	34.76	1.500	0.0431	0.142	0.499
13	PVS - 2.8.2	PVS - 2.8.1	0.030	106.466	0.018	1.772	0.594	17.03	1.500	0.0881	0.201	0.616
14	PVS - 2.8.1	PVS - 2.8	0.024	93.639	0.015	3.716	0.843	27.81	1.500	0.0539	0.158	0.535
15	PVS - 7.3	PVS - 2.7.1	0.036	116.959	0.021	1.053	0.465	12.04	1.500	0.1246	0.239	0.682
16	PVS - 2.7.1	PVS - 2.7	0.023	92.882	0.014	3.889	0.862	28.67	1.500	0.0523	0.155	0.531
17	PVS - 7.2	PVS - 2.6	0.022	89.367	0.013	4.891	0.956	33.34	1.500	0.0450	0.145	0.507
18	PVS - 7.1	PVS - 2.5	0.019	82.298	0.012	7.996	1.196	46.12	1.500	0.0325	0.124	0.458
19	PVS - 7	PVS - 3.3.E	0.023	92.216	0.014	4.062	0.881	29.50	1.500	0.0509	0.153	0.527
20	PVS - 3.3.E	PVS - 2.3.E	0.018	81.669	0.011	8.417	1.225	47.67	1.500	0.0315	0.122	0.454
21	PVS - 7	PVS - 2.8.5	0.033	112.471	0.020	1.307	0.515	13.91	1.500	0.1079	0.222	0.654
22	PVS - 2.8.5	PVS - 2.8.4	0.033	112.471	0.020	1.307	0.515	13.91	1.500	0.1079	0.222	0.654
23	PVS - 2.8.4	PVS - 2.8.3	0.030	106.466	0.018	1.772	0.594	17.03	1.500	0.0881	0.201	0.616
24	PVS - 2.8.3	PVS - 2.8.2	0.033	112.471	0.020	1.307	0.515	13.91	1.500	0.1079	0.222	0.654
25	PVS - 2.8	PVS - 2.7	0.036	116.959	0.021	1.053	0.465	12.04	1.500	0.1246	0.239	0.682
26	PVS - 2.7	PVS - 2.6	0.036	116.959	0.021	1.053	0.465	12.04	1.500	0.1246	0.239	0.682
27	PVS - 2.6	PVS - 2.5	0.025	96.482	0.015	2.457	0.686	21.99	1.500	0.0682	0.167	0.551
28	PVS - 2.5	PVS - 2.4	0.036	116.959	0.021	1.053	0.465	12.04	1.500	0.1246	0.239	0.682
29	PVS - 2.4	PVS - 2.3	0.036	116.959	0.021	1.053	0.465	12.04	1.500	0.1246	0.239	0.682
30	PVS - 2.3	PVS - 2.2	0.036	116.959	0.021	1.053	0.465	12.04	1.500	0.1246	0.239	0.682
31	PVS - 2.2	PVS - 2.1	0.021	88.435	0.013	5.211	0.983	34.76	1.500	0.0431	0.142	0.499
32	PVS - 2.1	PVS - 2.	0.019	83.296	0.012	7.439	1.156	43.97	1.500	0.0341	0.126	0.464

FUENTE: Propia

5.2.1.3 Cálculos topográficos

Se determinó la profundidad de la corona aguas arribas, esta resulta de sumar la pérdida de carga del colector y la profundidad a corona aguas abajo mayor de los tramos que tributan. A continuación, se presenta ejemplo de cálculo y en tablas 17 y 18, se pueden observar todos los cálculos topográficos de las tuberías.

$$Pérdida = 0.25 * \frac{V^2}{2g} = 0.25 * \frac{\left(\frac{1.32 \text{ m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * \frac{9.81 \text{ m}}{\text{s}^2}} = 0.022 \text{ m}$$

< 0.03m; por tanto se utilizará una pérdida de 3.0 cm

$$Prof. de Corona (A. arriba) = 1.84 + 0.03 \text{ m} = 1.87 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Elev, corona (A. arriba) &= Elev. Terreno (A. arriba) - Prof. corona (A. arriba) \\ &= 63.70 \text{ m} - 1.87 \text{ m} = 61.50 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Elev, corona (A. abajo) &= Elev. corona (A. arriba) - (Long. servida * pendiente) \\ &= 61.50 \text{ m} - (44.00 \text{ m} * 0.047) = 59.43 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Prof. de Corona (A. abajo) &= Elev, terreno(A. abajo) - Elev, corona(A. abajo) \\ &= 61.00 \text{ m} - 59.43 \text{ m} = 1.57 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Elev, invert (A. arriba) &= Elev. Corona (A. arriba) - Diámetro \\ &= 61.50 \text{ m} - 0.15 \text{ m} = 61.35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Elev, invert (A. abajo) &= Elev. Corona (A. abajo) - Diámetro = 59.43 \text{ m} - 0.15 \text{ m} \\ &= 59.28 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Prof. Exacavación (A. arriba) \\ &= Elev, terreno(A. arriba) - Elev, invert(A. arriba) \\ &= 63.73 \text{ m} - 61.35 \text{ m} = 2.02 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabla 16. Resultados topográficos red principal

RESULTADOS TOPOGRAFICOS LINEA PRINCIPAL																			
Tramo	PVS		longitud (m)	Diametro (mm)	Elev. A. arr. (m)	Elev. A. ab. (m)	S			Elev. De corona (m)		Prof. De cor. (m)		Elev. De invert (m)		Prof. excavacion (m)		Caidas	
	Arriba	Abajo					Terr.	min	Tub.	A. arr	A. ab	A. arr	A. ab	A. arr	A. ab	A. arr	A. ab	Calculada	Propuesta
							m/m									(m)		(m)	
1	PVS - 11	PVS - 10	52.280	150.000	66.190	65.990	0.004	0.005	0.005	64.69	64.48	1.500	1.510	64.54	64.33	1.650	1.660	0.004	0.03
2	PVS - 10	PVS - 9	52.720	150.000	65.990	65.780	0.004	0.005	0.005	64.45	64.24	1.540	1.540	64.30	64.09	1.690	1.690	0.004	0.03
3	PVS - 9	PVS - 8	67.240	150.000	65.780	65.170	0.009	0.006	0.009	64.21	63.6	1.570	1.570	64.06	63.45	1.720	1.720	0.006	0.03
4	PVS - 8	PVS - 7	46.000	150.000	65.170	65.980	-0.018	0.006	0.006	63.57	63.29	1.600	2.690	63.42	63.14	1.750	2.840	0.004	0.03
5	PVS - 7	PVS - 6	45.700	150.000	65.980	65.780	0.004	0.005	0.005	63.26	63.08	2.720	2.700	63.11	62.93	2.870	2.850	0.004	0.03
6	PVS - 6	PVS - 5	32.490	150.000	65.780	64.890	0.027	0.006	0.006	63.05	62.86	2.730	2.030	62.90	62.71	2.880	2.180	0.004	0.03
7	PVS - 5	PVS - 4	43.283	150.000	64.890	63.370	0.035	0.008	0.030	62.83	61.53	2.060	1.840	62.68	61.38	2.210	1.990	0.014	0.03
8	PVS - 4	PVS - 3	44.000	150.000	63.370	61.000	0.054	0.009	0.047	61.50	59.43	1.870	1.570	61.35	59.28	2.020	1.720	0.020	0.03
9	PVS - 3	PVS - 2	42.000	150.000	61.000	60.000	0.024	0.008	0.024	59.40	58.39	1.600	1.610	59.25	58.24	1.750	1.760	0.017	0.03
10	PVS - 2	PVS - 1	15.650	150.000	60.000	59.700	0.019	0.007	0.019	58.36	58.06	1.640	1.640	58.21	57.91	1.790	1.790	0.023	0.03

FUENTE: Propia

Tabla 17. Resultados topográficos red secundaria

RESULTADOS DE TOPOGRAFIA DE ALCANTARILLAS																			
Tramo	PVS		Longitud (m)	Diametro (mm)	Elev. A. arr. (m)	Elev. A. ab. (m)	S			Elev. De cor. (m)		Prof. corona (m)		Elev.invert(m)		Prof. Exc.		Caidas	
	Arriba	Abajo					Terr.	min	tubería	A. arr	A. ab	A. arr	A. ab	A. arr	A. ab	A. arr	A. abajo	Calculada (m)	Propuesta (m)
				m/m															
1	PVS - 4.2.O	PVS - 4.1.O	60.520	150.000	64.240	63.800	0.007	0.004	0.90%	62.74	62.20	1.50	1.60	62.59	62.05	1.650	1.750	0.006	0.03
2	PVS - 4.1.O	PVS - 4	56.540	150.000	63.800	63.370	0.008	0.003	0.60%	62.17	61.83	1.63	1.54	62.02	61.68	1.780	1.690	0.004	0.03
3	PVS - 3.3.O	PVS - 3.2.O	48.870	150.000	63.980	63.710	0.006	0.004	0.80%	62.48	62.09	1.50	1.62	62.33	61.94	1.650	1.770	0.005	0.03
4	PVS - 3.2.O	PVS - 3.1.O	48.772	150.000	63.710	62.710	0.021	0.004	1.50%	62.06	60.71	1.65	2.00	61.91	61.18	1.800	1.530	0.009	0.03
5	PVS - 3.1.O	PVS - 3	45.341	150.000	62.710	61.000	0.038	0.005	2.55%	60.68	59.52	2.03	1.48	60.53	59.37	2.180	1.630	0.013	0.03
6	PVS - 3.3.E	PVS - 3.2.E	30.423	150.000	65.200	64.360	0.028	0.005	2.80%	63.70	62.85	1.50	1.51	63.55	62.7	1.650	1.660	0.013	0.03
7	PVS - 3.2.E	PVS - 3.1.E	28.441	150.000	64.360	63.160	0.042	0.006	4.50%	62.82	61.54	1.54	1.62	62.67	61.39	1.690	1.770	0.018	0.03
8	PVS - 3.1.E	PVS - 3	35.410	150.000	63.160	61.000	0.061	0.006	5.80%	61.51	59.46	1.65	1.54	61.36	59.31	1.800	1.690	0.022	0.03
9	PVS - 2.3.O	PVS - 2.2.O	58.282	150.000	62.780	62.350	0.007	0.004	0.80%	61.28	60.81	1.50	1.54	61.13	60.66	1.650	1.690	0.005	0.03
10	PVS - 2.2.O	PVS - 2.1.O	53.165	150.000	62.350	60.180	0.041	0.005	4.10%	60.78	58.60	1.57	1.58	60.63	58.45	1.720	1.730	0.017	0.03
11	PVS - 2.1.O	PVS - 2	67.930	150.000	60.180	60.000	0.003	0.003	0.30%	58.57	58.37	1.61	1.63	58.42	58.22	1.760	1.780	0.003	0.03
12	PVS - 11	PVS - 2.8.2	49.840	150.000	66.190	65.200	0.020	0.005	2.50%	64.69	63.44	1.50	1.76	64.54	63.29	1.650	1.910	0.012	0.03
13	PVS - 2.8.2	PVS - 2.8.1	61.620	150.000	65.200	64.830	0.006	0.003	0.60%	63.41	63.04	1.79	1.79	63.26	62.89	1.940	1.940	0.004	0.03
14	PVS - 2.8.1	PVS - 2.8	63.202	150.000	64.830	63.810	0.016	0.004	1.60%	63.01	62.00	1.82	1.81	62.86	61.85	1.970	1.960	0.009	0.03
15	PVS - 2.8.3	PVS - 2.7.1	63.390	150.000	65.350	65.500	-0.002	0.003	0.30%	63.85	63.66	1.50	1.84	63.70	63.51	1.650	1.990	0.003	0.03
16	PVS - 2.7.1	PVS - 2.7	61.890	150.000	65.500	64.160	0.022	0.004	1.70%	63.63	62.58	1.87	1.58	63.48	62.43	2.020	1.730	0.009	0.03
17	PVS - 2.8.4	PVS - 2.6	74.540	150.000	65.600	63.900	0.023	0.005	2.30%	64.10	62.39	1.50	1.51	63.95	62.24	1.650	1.660	0.012	0.03
18	PVS - 2.8.5	PVS - 2.5	64.490	150.000	65.790	63.000	0.043	0.006	4.40%	64.29	61.45	1.50	1.55	64.14	61.3	1.650	1.700	0.018	0.03
19	PVS - 7	PVS - 3.3.E	44.220	150.000	65.980	65.200	0.018	0.004	1.80%	64.48	63.68	1.50	1.52	64.33	63.53	1.650	1.670	0.010	0.03
20	PVS - 3.3.E	PVS - 2.3.E	41.835	150.000	65.200	63.240	0.047	0.006	4.70%	63.65	61.68	1.55	1.56	63.50	61.53	1.700	1.710	0.019	0.03
21	PVS - 7	PVS - 2.8.5	46.427	150.000	65.980	65.790	0.004	0.003	0.40%	64.48	64.29	1.50	1.50	64.33	64.14	1.650	1.650	0.003	0.03
22	PVS - 2.8.5	PVS - 2.8.4	44.455	150.000	65.790	65.600	0.004	0.003	0.40%	64.26	64.08	1.53	1.52	64.11	63.93	1.680	1.670	0.003	0.03
23	PVS - 2.8.4	PVS - 2.8.3	44.432	150.000	65.600	65.350	0.006	0.003	0.60%	64.05	63.78	1.55	1.57	63.90	63.63	1.700	1.720	0.004	0.03
24	PVS - 2.8.3	PVS - 2.8.2	41.740	150.000	65.350	65.200	0.004	0.003	0.40%	63.75	63.58	1.60	1.62	63.60	63.43	1.750	1.770	0.003	0.03
25	PVS - 2.8	PVS - 2.7	43.056	150.000	63.810	64.160	-0.008	0.003	0.30%	61.97	61.84	1.54	2.32	61.82	61.69	1.990	2.470	0.003	0.03
26	PVS - 2.7	PVS - 2.6	72.080	150.000	64.160	63.900	0.004	0.003	0.30%	61.81	61.59	2.35	2.31	61.66	61.44	2.500	2.460	0.003	0.03
27	PVS - 2.6	PVS - 2.5	46.560	150.000	63.900	63.000	0.019	0.004	1.00%	61.56	61.09	2.34	1.91	61.41	60.94	2.490	2.060	0.008	0.03
28	PVS - 2.5	PVS - 2.4	32.440	150.000	63.000	63.020	-0.001	0.003	0.30%	61.06	60.96	1.94	2.06	60.91	60.81	2.090	2.210	0.004	0.03
29	PVS - 2.4	PVS - 2.3	15.547	150.000	63.020	63.240	-0.014	0.003	0.30%	60.93	60.88	2.09	2.36	60.78	60.73	2.240	2.510	0.004	0.03
30	PVS - 2.3	PVS - 2.2	20.638	150.000	63.240	62.700	0.026	0.003	0.30%	60.85	60.79	2.39	1.91	60.70	60.64	2.540	2.060	0.004	0.03
31	PVS - 2.2	PVS - 2.1	20.363	150.000	62.700	61.340	0.067	0.005	2.50%	60.76	60.25	1.94	1.09	60.61	60.1	2.090	1.240	0.018	0.03
32	PVS - 2.1	PVS - 2.	27.352	150.000	61.340	60.000	0.049	0.005	4.00%	60.22	59.13	1.12	0.87	60.07	58.98	1.270	1.020	0.024	0.03

FUENTE: Propia

5.3 Planta de tratamiento de aguas residuales

5.3.1 Diseño de estación de bombeo

Debido a que la ubicación de la PTAR se encuentra en pendiente ascendente con respecto al último pozo de visita (PVS1) por lo cual se requirió diseñar una estación de bombeo.

Los resultados de este diseño se muestran en la tabla 19,20.

Tabla 18. Diseño de pozo cárcamo

DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEO					
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudal Medio	Qm		2.010	lts/seg	
Caudal Mínimo	Qmín		1.500	lts/seg	
Caudal máximo	Qmáx		6.030	lts/seg	
POZO DE SUCCION (Pozo Húmedo)					
Tiempo de Func. a Qmín	Tf(mín)		1.8	mín	Asumido
Factor de aumento de Caudal de Bombeo	m	$m = \frac{Q_{max} + Q_{min}}{Q_{max}}$	1.25		1.1 - 2.0
Caudal de Bombeo (Capacidad de la bomba)	Qb	$m * Q_{máx}$	7.530	lts/seg	
			119.353	Gal/min	
Relacion Qmín/Qmáx	h	$\eta = \frac{Q_{min}}{Q_{max}}$	0.25		
Tiempo de Paro a Qmín	Tp(mín)	$tP(min) = \frac{tF(min)/\eta}{m - \eta}$	7.2	mín	< 30, Cumple
Volumen del Pozo Cárcamo	Vc	$Tp(min) * Qmin$	651.24	lts	
			0.65	m ³	
Duración de Ciclo a Qmín	Tc(mín)	$Tf(min) + Tp(min)$	9.04	mín	
Ciclos Horarios a Qmín	Nc(mín)	$60/Tc(min)$	6.6	ciclos/hr	< 12, Cumple
Tiempo de Paro a Qmáx	Tp(máx)	$Tp(min) * n$	1.8	mín	< 30, Cumple
Tiempo de Func. a Qmáx	Tf(máx)	$tF(max) = \frac{tp(max)}{m - 1}$	7.2	mín	
Ciclos Horarios a Qmáx	Nc(máx)	$K = \frac{60(m - 1)}{mtP(max)}$	6.64	ciclos/hr	< 12, Cumple
Volumen Mínimo del Pozo Cárcamo	Vc	$Tp(máx) * Qmáx$	651.24	lts	
			0.65	m ³	
Dimensionamiento de Pozo de Succión					
Ancho	Bp		0.9	m	Asumido
Largo	Lp		0.9	m	Asumido
Altura Mínima	HPmín	$Vc/(Bp * Lp)$	0.804	m	H>0,60 m

FUENTE: Propia

Tabla 19. Diseño de tubería y equipo de bombeo

SELECCIÓN DE DIÁMETRO ECONÓMICO								
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR					UNIDAD
Caudal de Bombeo (Capacidad de la bomba)	Q _b	m*Q _{máx}	7.53					lts/seg
			119.35					Gal/min
Elevación Mínima de Agua en Pozo Cárcamo	H _{abs.}		57.02					msnm
Elevación de Descarga en Caja de Recolección	H _{desc.}		60.35					msnm
Altura Estática (Altura Geométrica de Impulsión)	H _d	H _{desc.} - H _{abs.}	3.33					m
Diámetro Propuesto	φ		4	6	8	10	12	pulg.
Recorrido Total de Tubería	L _r		99.94					m
1 Válvula de Retención			6.4	12.5	16.0	20.0	24.0	mca
1 Válvula de Compuerta			0.7	1.1	1.4	1.7	2.1	mca
3 Codos de 90° Radio Corto			10.2	14.7	19.2	23.7	28.5	mca
2 Codos de 90° Radio Largo			4.2	6.8	8.6	11.0	12.2	mca
1 Codos de 45°			1.5	2.3	3.0	3.8	4.6	mca
1 T de Paso			2.1	3.4	4.3	5.5	6.1	mca
Longitud Equivalente accesorios	L _{te acces}		25.10	40.80	52.50	65.70	77.50	mca
Longitud Total Equivalente	L _{Te}		125.040	140.740	152.440	165.640	177.440	mca
Coefficiente de Rugosidad Relativa	C		150					
Pérdida en Impulsión	H _f	$\frac{1.2 \cdot 10.67 \cdot Q_b^{1.85} \cdot L_{te} \cdot \text{equiv.}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}}$	1.222	0.191	0.051	0.019	0.008	mca
Carga Total Dinámica	CTD	H _d + H _f	4.548	3.517	3.377	3.345	3.334	mca
Eficiencia de Bomba y Motor	ε		0.75					
Potencia Requerida para Bomba	P _{t'}	$1.2 \cdot \frac{Q_b \cdot CTD}{76 \cdot \varepsilon}$	0.750	0.580	0.557	0.551	0.550	HP
Potencia Propuesta para Bomba	P _t		2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	HP
Costo de Energía	CE		6					C\$/Kwh
Costo Anual de Energía	CAE	$0.746 \cdot T_f \cdot (máx) / 60 \cdot 24 \cdot 365 \cdot CE \cdot P_t$	3,545.77	2,741.84	2,632.70	2,607.54	2,599.39	C\$
Costo Unitario de Tubería (SDR-32.5)	CU _t		77.62	168.91	284.92	557.81	1,004.06	C\$
Costo Total de Tubería	V _p	C _{ut} * L _r	7,757.65	16,880.87	28,474.92	55,747.66	100,345.87	C\$
Interés Anual	i		0.15					
Período de Diseño	n		20					años
Costo Anual de Tubería con Coeficiente de Recuperación	CAT	$\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \cdot V_p$	1239.37	2696.91	4549.20	8906.33	16031.40	C\$
Costo Anual Equivalente	CA _{equiv.}	CAE + CAT	4,785.15	5,438.76	7,181.89	11,513.86	18,630.80	C\$
Velocidad de Flujo	Vel.	$\frac{4Q_b}{\pi \cdot D^2}$	0.929	0.413	0.232	0.149	0.103	m/seg
Gradiente de Pérdidas	S	H _f /L _{te}	0.009774	0.001357	0.0003342	0.000	0.000	< 0.01 m/m
CLASE DE TUBERÍA								
Espesor de la Pared de la Tubería	e	PVC-CLASE 125 (SDR-32.5, ASTM-2241)	3.51	5.18	6.13	8.407	9.957	mm
		PVC-CLASE 160 (SDR-26, ASTM-2241)	4.39	6.48	8.43	10.49	12.45	mm
		PVC-CLASE 250 (SDR-17, ASTM-2241)	6.73	9.91	12.9	16.05	19.05	mm
Modulo de Elasticidad del Material del Tubo (PVC)	E		1.97E+08					Kgf/m ²
Módulo de Masa del Agua	K		2.15E+08					Kgf/m ²
Velocidad de la Onda de Presión	a	$\frac{1452}{\sqrt{1 + \left(\frac{K \cdot D}{E \cdot e}\right)}}$	254.255	252.257	238.055	249.027	247.447	m/s
			283.260	281.078	277.768	277.164	275.695	m/s
			347.216	344.200	340.322	339.573	337.817	m/s
Sobrepresión Máximo por Golpe de Arriete	ΔH	$\frac{Vel. \cdot a}{g}$	24.072	10.615	5.635	3.772	2.603	mca
			26.818	11.827	6.575	4.199	2.900	mca
			32.874	14.484	8.055	5.144	3.554	mca
Presión Máxima Calculada		ΔH + H _d	27.398	13.941	8.961	7.098	5.929	Kgf/m
			30.144	15.153	9.901	7.525	6.226	Kgf/m
			36.200	17.810	11.381	8.470	6.880	Kgf/m
Presión de Trabajo de Tubería con Eficinecia del 70%			616					Kgf/m
			784					Kgf/m
			1232					Kgf/m

FUENTE: Propia

5.3.1 Tratamientos preliminares

5.3.1.1 Canal de entrada

Para el ingreso de las aguas residuales a la planta de tratamiento se diseñó un canal de entrada el cual transportará las aguas a lo largo de la etapa preliminar, cuyos resultados se muestran en la tabla 21.

Tabla 20. Resultados de diseño de canal de entrada

Diseño de obras hidráulicas preliminares						
Canal de entrada						
Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterio		
Area de proyeto	<i>A</i>	3.701	<i>Ha</i>	-		
Densidad poblacional	γP	389	<i>Hab/Ha</i>	-		
Población	<i>P</i>	1440	<i>Hab</i>	-		
Dotación	<i>Dot</i>	151	<i>lppd</i>	Tabla 2 - 2 dot. (Agua INAA)		
Ancho de canal	<i>B</i>	0.3	<i>m</i>	0.30m - 0.7m		
Pendiente del canal	<i>S</i>	0.007	<i>m/m</i>	asumido		
Manning	<i>n</i>	0.013	-	-		
Borde libre	<i>BL</i>	0.2	<i>m</i>	0.20m - 0.3m		
Cálculo	Símbolo	Ecuación	Valor	Unidad	Criterio	
Caudal medio	<i>Qmed</i>	$\frac{P * Dot * 0.80}{86400}$	2.0133	l/s	-	
			0.0020	m³/s	-	
Caudal máximo	<i>Qmax</i>	<i>Harmon * Qm</i>	6.0400	l/s	-	
			0.0060	m³/s	-	
Altura máxima	<i>Hmáx</i>	$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}} = H_{máx} * B * \left[\frac{H_{máx} * B}{B + 2H_{máx}} \right]^{\frac{2}{3}}$			-	
			$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}}$	0.0009		-
				0.0009		-
			$H_{máx} * B * \left[\frac{H_{máx} * B}{B + 2H_{máx}} \right]^{\frac{2}{3}}$	0.0341	m	-
Altura media	<i>Hmed</i>	$\frac{Q_{med} * n}{\sqrt{S}}$	0.0003		-	
Altura media					-	
Altura media		$H_{med} * B * \left[\frac{H_{med} * B}{B + 2H_{med}} \right]^{\frac{2}{3}}$	0.0170	m	-	
Velocidad maxima	<i>Vmax</i>	$\frac{Q_d}{B * H_{máx}}$	0.5904	m/s	0.30 - 0.60 m/s cumple	
velocidad media	<i>Vmed</i>	$\frac{Q_m}{B * H_m}$	0.3957	m/s	0.30 - 0.60 m/s cumple	
Area mojada	<i>Am</i>	$B * H_{máx}$	0.0102	m²	-	
Altura del canal	<i>Hcanal</i>	$BL + Hmax$	0.5000	m	-	

FUENTE: Propia

5.3.1.2. Rejillas para sólidos gruesos

Como parte fundamental del tratamiento preliminar se diseñó una reja para retención de sólidos gruesos, estos resultados de diseño se muestran en la tabla 22.

Tabla 21. Resultados de diseño de rejillas para sólidos gruesos

DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS PRELIMINARES					
Rejilla de limpieza manual (para sólidos gruesos)					
Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterio	
Caudal medio	Q_{med}	0.0020	m^3/s	-	
Caudal máximo	Q_{max}	0.0060	m^3/s	-	
Altura máxima	$H_{máx}$	0.0341	m	-	
Altura media	H_{med}	0.0170	m	-	
Ancho de canal	B	0.3000	m	-	
Ancho de rejillas	b	0.3	m	Asumido	
Velocidad máxima	$V_{máx}$	0.5904	m/s	0.30 - 0.60 m/scumple	
Velocidad media	V_{med}	0.3957	m/s	0.30 - 0.60 m/scumple	
Factor de forma de la barra	β	1.6700	-	Rectangular con cara semicircular aguas arriba	
Inclinación de las barras	Θ	35.0000	$^\circ$	30° - 45° con la horizontal	
Separación entre barras	a	0.0500	m	25mm - 50mm	
Espesor de barras	t	0.0150	m	5mm - 15mm	
Profundidad de barras	w	0.0250	m	25mm - 37.5mm	
Cálculos	Símbolo	Ecuación	Valor	Unidad	Criterio
Area total mojada	A_m	$b * H_{máx}$	0.0102	m^2	-
Eficiencia	E	$\frac{a}{a + t}$	0.7692	-	0.6 - 0.85 CEPIS
Area útil	A_u	$A_m * E$	0.0079	m^2	-
Velocidad de paso	V_p	$\frac{Q_{max}}{A_u}$	0.7675	m/s	0.4m/s - 0.9m/s cumple
Area total por velocidad media	A'_t	$b * H_{med}$	0.0051	m^2	-
Area útil por velocidad media	A'_u	$A'_t * E$	0.0039	m^2	Criterio
Velocidad media	V'_{media}	$\frac{Q_{med}}{A'_u}$	0.5144	m/s	0.4m/s - 75m/s cumple
Pérdida de carga en reja limpia	H_f	$\beta * \left(\frac{w}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin\theta * \frac{V_{med}^2}{2g}$	0.0051	m	< 0.15m cumple
Eficiencia con rejillas obstruidas	E_o	0.75E	0.5769	-	0.50 - 0.75
Pérdida de carga en reja parcialmente obstruida	H_{fo}	$\left(\frac{E}{E_o}\right)^2 * h_f$	0.0091	m	< 0.15m cumple
Altura de canal	H_{canal}	$H_{canal} = H_{máx} + h_f + BL$	0.30	m	-

FUENTE: Propia

5.3.1.3 Rejillas para sólidos finos

A continuación, se detallan los resultados de diseño de rejillas para sólidos finos.

Tabla 22. Resultados de diseño para sólidos finos

DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS PRELIMINARES					
Rejilla de limpieza manual (para sólidos finos)					
Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterio	
Caudal medio	Q_m	0.0020	m^3/s	-	
Caudal máximo	Q_{max}	0.0060	m^3/s	-	
Altura máxima	$H_{máx}$	0.0341	m	-	
Altura media	H_{med}	0.0170	m	-	
Ancho de canal	B	0.3000	m	-	
Ancho de rejillas	b	0.3000	m	Asumido	
Velocidad máxima	$V_{máx}$	0.5904	m/s	0.30 - 0.60 m/scumple	
Velocidad media	V_{med}	0.3957	m/s	0.30 - 0.60 m/scumple	
Factor de forma de la barra	β	1.6700	-	Rectangular con cara semicircular aguas arriba	
Inclinación de las barras	Θ	35.0000	$^\circ$	30° - 45° con la horizontal	
Separación entre barras	a	0.0350	m	25mm - 50mm	
Espesor de barras	t	0.0150	m	5mm - 15mm	
Profundidad de barras	w	0.0250	m	25mm - 37.5mm	
Cálculos	Símbolo	Ecuación	Valor	Unidad	Criterio
Area total mojada	A_m	$b * H_{máx}$	0.0102	m^2	-
Eficiencia	E	$\frac{a}{a + t}$	0.7000	-	0.6 - 0.85 CEPIS
Area útil	A_u	$A_m * E$	0.0072	m^2	-
Velocidad de paso	V_p	$\frac{Q_{max}}{A_m}$	0.5904	m/s	0.4m/s - 0.9m/s cumple
Area total por velocidad media	A'_t	$b * H_{med}$	0.0051	m^2	-
Area útil por velocidad media	A'_u	$A'_t * E$	0.0036	m^2	Criterio
Velocidad media	V'_{med}	$\frac{Q_{med}}{A'_u}$	0.56529	m/s	0.4m/s - 75m/s cumple
Pérdida de carga en reja limpia	H_f	$\beta * \left(\frac{w}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin\theta * \frac{V_{med}^2}{2g}$	0.0100	m	< 0.15m cumple
Eficiencia con rejillas obstruidas	E_o	0.75E	0.5250	-	0.50 - 0.75
Pérdida de carga en reja parcialmente obstruida	H_{fo}	$\left(\frac{E}{E_o}\right)^2 * h_f$	0.0177	m	< 0.15m cumple
Altura de canal	H_{canal}	$H_{canal} = H_{máx} + h_f + BL$	0.44	m	-

FUENTE: Propia

5.3.1.4 Desarenador

Se detallan a continuación los resultados del diseño del desarenador con su respectiva tabla de resumen de resultados.

Datos

Carga superficial $C_s = 1200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

Caudal máximo $Q_{max} = 0.006 \text{ m}^3/\text{s}$

Velocidad de flujo $V = 0.3 \text{ m/s}$

Diámetro de las partículas $\Theta = 0.2\text{mm}$

Velocidad d sedimentación = 0.021m/s

Numero de desarenadores =2

Tiempo de retención = 1min

Manning = 0.013

Cantidad de material retenido, $C_{ret} = 0.0290\text{m}$ para zonas residenciales.

a. Altura de desarenador

$$H_{agua} = \frac{Q_{max}}{b * V}$$
$$H_{agua} = \frac{0.006 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.5\text{m} * 0.3 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0.04\text{m}$$

b. Longitud del desarenador

$$L = \frac{V * H_{agua} * 86400}{C_s}$$
$$L = \frac{0.3 \text{ m/s} * 0.04\text{m} * 86400}{1200\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}} = 0.869\text{m}$$

c. Radio hidráulico

$$Rh = \frac{A}{Perimetro}$$
$$Rh = \frac{0.5m * 0.0403m}{2 * (0.5 + 0.0403)} = 0.0186m$$

d. Pendiente longitudinal

$$s = \left(\frac{n * V}{Rh^{2/3}} \right)^2$$
$$s = \left(\frac{0.013 * 0.3 \frac{m}{s}}{0.0186^{2/3}} \right)^2 = 0.0031 \frac{m}{m}$$

e. Volumen sedimentado

$$Vs = C_{ret} * Q_{max} * t$$
$$Vs = 0.0290 * 0.006 \frac{m^3}{s} * 1min * 60 s/min$$

f. Volumen de tolva

Ancho y largo de tolva

$$b = 0.5m$$

$$L = 1m$$

$$V_{tolva} = H_{agua} + H_{tolva} + Bl$$
$$V_{tolva} = 0.0403 + 0.6 + 0.2 = 0.8403m$$

Tabla 23. Resultados de diseño de desarenador

DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS PRELIMINARES					
Desarenador					
Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterio	
Carga superficial	C_s	1200	$m^3/m^2/día$	700 - 1600	
Caudal máximo	Q_{max}	0.00604	m^3/s	-	
Velocidad de flujo	V	0.3	m/s	Valor típico, INAA	
Diámetro de partículas	Θ	0.2	mm	> 0.20 mm	
Velocidad de sedimentación	V_s	0.021	m/s	TABLA	
Número de desarenadores	N_o	2	und	asumido	
Tiempo de retención	t	1	min	Por mantenimiento	
Manning	n	0.013	-	Concreto	
Cálculos	Símbolo	Ecuación	Valor	Unidad	Criterio
Ancho	b	-	0.5000	m	-
Altura de agua en el desarenador	H_{agua}	$\frac{Q_{max}}{b * V}$	0.0403	m	-
Borde libre	BL	-	0.2000	m	asumido
Longitud	L	$\frac{V * H_{agua} * 86400}{C_s}$	0.8698	m	OPS/OMS/CEPIS
Radio hidráulico	Rh	$\frac{A}{Perimetro}$	0.0186	-	-
Pendiente longitudinal	S	$\left(\frac{n * V}{Rh^{2/3}}\right)^2$	0.0031	-	-
Pérdidas	H_f	$S * L$	0.0027	m/m	-
Cantidad de material retenido	C_{ret}	-	0.0290	m	Zona Residencial, OPS/OMS/CEPIS
Volumen sedimentado	V_{sed}	$C_{ret} * Q_{max} * t$	10.5096	lt	-
Volumen requerido de tolva	V_{req}	V_{sed}	0.0105	m^3	-
Altura de tolva	H_{tolva}	-	0.6000	m	Propuesto
Ancho	b	-	0.5000	m	Igual a la entrada del canal
Largo	L	-	1.0000	m	Longitud del desarenador
Volumen propuesto de tolva	V_{tolva}	$H_{tolva} * b * L$	0.3000	m^3	> Volumen requerido, cumple
Altura del desarenador	H_{des}	$H_{agua} + H_{tolva} + BL$	0.8403	m	-

FUENTE: Propia

5.3.1.5 Vertedero

A continuación, se presentan los detalles de cálculos para el diseño del vertedero y la tabla 25 que corresponde al resumen de cálculo.

Datos

Caudal de diseño $Q_{dis} = 0.00604 m^3/s$

Ancho del canal $b = 0.3m$.

a. Altura de lámina de agua sobre el vertedero

$$H = \left(\frac{Qdis}{1.4} \right)^{0.4}$$
$$H = \left(\frac{0.00604}{1.4} \right)^{0.4} = 0.113$$

b. Ancho de lámina vertiente

$$L = 2H$$
$$L = 2 * 0.113m = 0.226m$$

c. Caudal unitario

$$q = \frac{Q}{l}$$
$$q = \frac{0.00604 \frac{m^3}{s}}{0.226m} = 0.027 \frac{m^3}{sm}$$

d. Altura crítica

$$hc = \sqrt[3]{q^2/g}$$
$$hc = \sqrt[3]{0.027m^2/9.81 \frac{m}{s^2}} = 0.042m$$

e. Altura al inicio del resalto

$$h1 = \frac{1.41hc}{\sqrt[2]{2.56 + \frac{p}{hc}}}$$
$$h1 = \frac{1.41 * 0.042}{\sqrt[2]{2.56 + \frac{0.1}{0.042}}} = 0.026m$$

f. Velocidad del resalto

$$V1 = q/h1$$
$$V1 = \frac{0.027 \frac{m^3}{sm}}{0.026m} = 1.10 \frac{m}{s}$$

g. Numero de Froude

$$F = \frac{V1}{\sqrt{gh1}}$$
$$F = \frac{1.01 \frac{m}{s}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.026m}} = 1.98$$

h. Altura de agua después del resalto

$$h2 = \frac{h1}{2} (\sqrt{1 + 8F1} - 1)$$
$$h2 = \frac{0.026m}{2} (\sqrt{1 + 1.98 * 8} - 1) = 0.041m$$

i. Velocidad después del resalto

$$V2 = \frac{q}{h2}$$
$$V2 = \frac{0.027 \frac{m^3}{s * m}}{0.041m} = 0.650 \frac{m}{s}$$

j. Energía disipada después del resalto

$$hp = \frac{(h2 - h1)^3}{4h1 * h2}$$
$$hp = \frac{(0.041m - 0.026m)^3}{4 * 0.026m * 0.041m}$$

k. Velocidad promedio del resalto

$$= \frac{V1 + V2}{2}$$
$$Vm = \frac{V1 + V2}{2}$$
$$Vm = \frac{1.01 \frac{m}{s} + 0.650 \frac{m}{s}}{2} = 0.830 \frac{m}{s}$$

Tabla 24. Resultados de diseño de vertedero

DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS PRELIMINARES					
Vertedero Triángular					
Cálculo	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Caudal de Diseño	Qd	6.04	lps		
		0.00604	m ³ /s		
Ancho de Canal	B	0.30	m		
Cálculo	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Altura de Lámina de Agua sobre Vertedero	H	$\left(\frac{Q}{1.4}\right)^{0.4}$	0.113	m	
Ancho de Lámina Vertiente	L	2H	0.226	m	
Caudal Unitario	q	Q/L	0.027	m ³ /s*m	
Altura Crítica	hc	$\sqrt[3]{q^2/g}$	0.042	m	
Altura al Inicio del Resalto	h1	$\frac{1.41hc}{\sqrt{2.56 + p/hc}}$	0.026	m	P = 0.1
Velocidad antes del Resalto	V1	q/h1	1.010	m/s	
Número de Froude	F1	$\frac{V1}{\sqrt{gh1}}$	1.98		
Altura del Agua después del Resalto	h2	$\frac{h1}{2}(\sqrt{1 + 8F1} - 1)$	0.041	m	
Velocidad después del Resalto	V2	q/h2	0.650	m/s	
Energía Disipada en el Resalto	hp	$\frac{(h2 - h1)^3}{4h1h2}$	0.0007	m	
Longitud del Resalto	Lm	6(h2 - h1)	0.088	m	
Velocidad Promedio en el Resalto	Vm	$\frac{V1 + V2}{2}$	0.830	m/s	

FUENTE: Propia

5.3.2 Tratamientos primarios y secundarios

A continuación, se presentarán los cálculos y tablas de resumen de las dos alternativas propuestas como tratamiento.

5.3.2.1 Alternativa 1 (tanque séptico + FAFA)

A continuación, se detallan los cálculos y tablas de resumen realizados para el diseño de la primera alternativa

a. Tanque séptico

Datos generales:

Población P = 1,440 Hab

Caudal medio = 0.002 m³/s

Sólidos en suspensión del afluente S_{so} = 560.625 mg/l

Porcentaje de remoción RSS = 75% (70% - 80%)

Concentración SS en efluente S_{So} – (R * S_{So}) = 140.156mg/l

DBO5 efluente = 580.50 mg/l

Porcentaje de remoción DBO5 R_{DBO} = 45.0%

Concentración DBO5 en efluente (S_o – (R * S_o)) = 319.275 mg/l

Coliformes fecales afluente CFA = 1.66E+08 NMP

Porcentaje de remoción RCF = 0.5 log

Concentración de CFE = 5.2E+07 NMP/100ML

Datos para el diseño:

Tiempo de retención hidráulica TRH = 1 día

Aporte de aguas residuales = 120.8 lppd

Lodos frescos l_f = 1 lppd

Número de unidades N = 3 und

Número de cámaras N_c = 2 und

- Volumen del tanque

$$VT = 1.3P * [C * TRH + 100L_f]$$

$$VT = 1.3(1440) * [120.8 * 1 + 100(1)] = 413337.6 \text{ Lts } 413.338\text{m}^3$$

- Área del tanque

$$At = V_T/H$$

$$At = \frac{413.338m^3}{2m} = 158.976m^2$$

- Área De cada tanque

$$Au = A_T/N$$

$$Au = \frac{158.976m^2}{2} = 52.992m^2$$

- Ancho de tanque

$$Bu = \sqrt{Au/2}$$

$$Bu = \sqrt{52.992/2} = 5.1m$$

- Longitud total

$$Lu = Bu * 2$$

$$Lu = 5.1m * 2 = 10.2m$$

- Longitud de la primera cámara

$$L1 = \frac{2}{3} * Lu$$

$$L1 = \frac{2}{3} * 10.3m = 6.9m$$

- Longitud de la segunda cámara

$$L1 = \frac{1}{3} * Lu$$

$$L1 = \frac{1}{3} * 10.3m = 3.4m$$

- Altura de la segunda cámara

$$H2 = \frac{2}{3} * H_T$$

$$H2 = \frac{2}{3} * 2.60m = 1.73m$$

Tabla 25. Resultados de diseño de tanque séptico

DISEÑO DE TANQUE SEPTICO					
Datos	Símbolo	Ecuación	Valor	Unidad	Criterio
Población	P	-	1440	Hab	-
Caudal medio	Q_{med}	-	0.002	m^3/s	-
Sólidos en suspensión del afluente	S_{so}	-	560.625	Mg/l	-
Porcentaje de remoción	R_{SS}	-	75.000	%	70 - 80%
Concentración SS efluente	S_s	$SS_o - (R * SS_o)$	140.156	mg/l	-
DBO5 afluente	S_o	-	580.500	mg/l	-
Porcentaje de remoción DBO5	R_{DBO}	-	45.0000	%	-
Concentración DBO5 efluente	S	$S_o - (R * S_o)$	319.275	mg/l	45 - 70%
Coliformes fecales afluente	C_{FA}	-	9.91E+06	$NMP/100ml$	-
Porcentaje de remoción CF	RCF	-	90.0	%	-
Concentración de CF efluente	C_{FE}	-	9.91E+05	$NMP/100ml$	-
Cálculo de Tanque Séptico					
Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterio	
Tiempo de Retención Hidráulica	TRH	1	día	0.5 - 1.0 día, INAA	
Aporte de Aguas Residuales	C	120.8	Lppd	-	
Lodos Frescos	L_f	1	Lppd	INAA	
Número de Unidades	N	3	und	-	
Número de Cámaras	N_c	2	und	INAA	
Cálculo	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Volumén de Tanque	VT	$1.3P * [C * TRH + 100L_f]$	413337.60	litros	-
			413.338	m^3	-
Altura de Tanque	HT	-	2.60	mt	> 1.20 mt, INAA
Área de Tanque	AT	V_T / H	158.976	m^2	-
Área de cada Tanque	Au	A_T / N	52.992	m^2	-
Ancho de Tanque	Bu	$\sqrt{A_u / 2}$	5.1	m	-
Longitud Total	Lu	$B_u * 2$	10.3	m	-
Relación Largo-Ancho	L/B	-	2		2:1 - 4:1, INAA
Relación Ancho-Altura	Bu/Ht		2.0		<= 2, INAA
Longitud de la Primera Cámara	L1	$2/3 * L_u$	6.9	m	-
Longitud de la Segunda Cámara	L2	$1/3 * L_u$	3.4	m	-
Altura de Salida del Agua en Segunda Cámara	h	$2/3 * H_T$	1.73	m	-

FUENTE: Propia

b. Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)

A continuación, se muestra el procedimiento de cálculo para el diseño del FAFA, también se mostrará la tabla 28 con el resumen de cálculo.

Datos de entrada

Tr: Tiempo de retención en horas

0.87 = Coeficiente empírico del sistema

0.5 = Coeficiente empírico del sistema

- Eficiencia

$$100(1 - 0.87Tr^{-0.5})$$
$$100(1 - 0.87 * 12hr^{-0.5}) = 74.89\%$$

- Altura de borde libre

$$BL = 0.5 \text{ m} \quad (0.20\text{m a } 0.90\text{m})$$

- Espesor de lecho filtrante

$$HlF = 1.50\text{m} \quad (0.8\text{m a } 3.0\text{m})$$

- Altura de fondo falso

$$HFf = 0.60\text{m} \quad 0.5\text{m a } 1.0\text{m}$$

- Altura total del FAFA

$$Ht = BL + HlF + HFf$$
$$Ht = 0.5\text{m} + 1.50\text{m} + 0.6\text{m} = 2.60 \text{ m}$$

- Volumen total del FAFA

$$Vt = 1.6 * N * C * Tr$$

Donde:

N: Población

C: Aporte de aguas residuales

T: Tiempo de residencia hidráulica

$$Vt = 1.6 * 1440p * 120.8l \text{ ppd} * 0.5hr = 139.16 m^3$$

- Volumen por unidad de FAFA

$$Vu = \frac{VT}{Un}$$

- Área por unidad de FAFA $Vu = \frac{139.16m^3}{3 \text{ und}} = 43.39 m^3$

$$Ht = \frac{Vu}{Ht}$$

$$Au = \frac{43.39 m^3}{2.60 m} = 17.84 m$$

- Lado por unidad de FAFA

$$L = \sqrt{Au}$$

$$L = \sqrt{17.84 m} = 4.22m$$

Tabla 26. Resultados de diseño del FAFA

DISEÑO DE FAFA					
Descripción	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Población	<i>N</i>	-	1440	<i>Hab</i>	-
Aporte de aguas residuales	<i>C</i>	<i>dot</i> * 0.8	120.8	<i>lppd</i>	-
Concentración de DBO5 afluente	<i>S</i>	-	319.275	<i>mg/l</i>	-
Coefficiente empirico del sistema	<i>Cs</i>	-	0.870	-	CONAGUA
Coefficiente empirico del medio filtrante	<i>Cf</i>	-	0.500	-	CONAGUA
Tiempo de retención hidraulica	<i>Tr</i>	-	12.00	<i>Horas</i>	0.5 - 1. dias
Eficiencia	<i>E</i>	$100(1 - 0.87Tr^{-0.5})$	74.89	%	CONAGUA
Remoción de DBO5 en efluente	<i>DBOef</i>	$S - \frac{E * S}{100}$	80.19	<i>mg/l</i>	< 110 mg/L , Cumple
Porcentaje de Remoción de coliformes	<i>RCF</i>	-	90.00	%	
Coliformes fecales en el efluente	<i>CFE</i>	-	9.91E+04		< 1E+05, Cumple
Detalles Geométricos					
Descripción	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Numero de unidades propuestas	<i>Un</i>	-	3	-	Mayor a 2 und
Altura de Borde Libre	<i>BL</i>	-	0.50	<i>m</i>	0.20 - 0.90 mt
Espesor de Lecho Filtrante en la Salida del Biófiltró	<i>HIF</i>		1.50	<i>m</i>	0.8m - 3m CONAGUA
Altura de fondo falso	<i>HFf</i>	-	0.60	<i>m</i>	0.5m - 1m
Altura total de FAFA	<i>Ht</i>	$BL + HIf + HFf$	2.60		-
Volumen total del FAFA	<i>VT</i>	$1.6 * N * C * T$	139.16	<i>m</i> ³	-
Volumen por unidad de FAFA	<i>Vu</i>	$\frac{VT}{Un}$	46.39	<i>m</i> ³	-
Area por unidad de FAFA	<i>Au</i>	$\frac{Vu}{Ht}$	17.84	<i>m</i> ²	-
Lado por unidad de FAFA	<i>L</i>	\sqrt{Au}	4.22	<i>m</i>	De geometría cuadrada

FUENTE: Propia

5.3.2.2 Alternativa 2 (tanque Immhof + Biofiltro)

a. Tanque Immhof

Datos generales

Población $P = 1,440$ Hab

Caudal medio = 0.002 m³/s

Porcentaje de remoción RSS = 75% ($70\% - 80\%$)

DBO5 afluente = 580.50 mg/l

Porcentaje de remoción DBO5 = 30.0%

Concentración DBO5 en efluente ($S_o - (R * S_o)$) = 406.35 mg/l

Coliformes fecales efluente CFA = $1.66E+08$ NMP

Porcentaje de remoción RCF = 0.5 log

Coliformes fecales en el efluente CFE = $(CFA - 15\%CFA) = 9.14E+07$ mg/l

Datos para el diseño

Tiempo de retención hidráulica TRH = 2 horas

Aporte de aguas residuales = 120.8 lppd

Lodos frescos $I_f = 1$ lppd

Número de unidades $N = 1$ und.

Numero de sedimentadores $N_s = 2$

Carga superficial $C_s = 1$ m³/m²/hr ($1.0 - 1.7$, INAA)

Carga Sobre el Vertedero Efluente $C_v = 1$ m³/m/hr ($7 - 25$, INAA)

Velocidad Horizontal del Flujo $V_{flujo} = 30$ cm/min (INAA)

Relación longitud/ancho ($\Delta L/\Delta b$) = 2.5 ($2:1 - 5:1$ INAA)

Pendiente de fondo $Z = 1.75$ ($5:4 - 7:4$ INAA)

Abertura de Comunicación entre Cámaras = 25 (15 - 0, INAA)

Cálculos:

- Carga Per Cápita

$$q = S_o * dot * 0.8$$

$$q = 580.50 \frac{mg}{l} * 151 lppd * 0.8 = 70.124 \frac{grDBO}{hab\ dia}; 0.0701 \frac{grDBO}{hab\ dia}$$

- Carga diaria de DBO

$$CTA = q * P$$

$$CTA = 0.0701 \frac{grDBO}{dia} * 1440 = 100.98$$

- Concentración DBO5 en efluente

$$S = S_o - (R * S_o)$$

$$S = 580.50 \frac{mg}{l} - \left(30\% * 580.50 \frac{mg}{l} \right) = 406.35 mg/l$$

Cámara de sedimentación

- Volumen total de sedimentación

$$Vs = Qm * Tr$$

$$Vs = 0.00201 \frac{m^3}{s} * 3600 * 2 = 14.496 m^3$$

- Volumen por sedimentador

$$Vsu = /Ns$$

$$Vsu = \frac{14.496 m^3}{2} = 7.248 m^3$$

- Área superficial mínima de sedimentación

$$As = Qm/Cs$$

$$A_s = \frac{0.00201 \frac{m^3}{s}}{1} = 7.248 m^2$$

- Área superficial mínima por sedimentador

$$A_{su} = A_s / N_s$$

$$A_{su} = \frac{7.248 m^2}{2} = 3.624 m^2$$

- Ancho de sedimentador

$$B_s = \sqrt{A_{su} / \Delta L / \Delta b}$$

$$B_s = \sqrt{3.624 m^2 / 2.5} = 1.20 m$$

- Longitud de Sedimentador

$$L_s = B_s * (\Delta L / \Delta b)$$

$$L_s = 1.20 m * (2.5) = 3.01 m$$

- Altura triangular de sedimentador

$$H_{ts} = (B_s / 2) * z$$

$$H_{ts} = \left(\frac{1.20 m}{2} \right) * 1.75 = 1.053 m$$

- Área transversal triangular de cada sedimentador

$$A_{ts} = (B_s / 2) * H_{ts}$$

$$A_{ts} = \left(\frac{1.20 m}{2} \right) * 1.053 m = 0.634 m^2$$

- Área transversal rectangular de sedimentador

$$A_{rs} = \frac{V_{su} - (A_{ts} * L_s)}{L_s}$$

$$A_{rs} = \frac{7.248 m^3 - (0.634 m^2 * 3.01 m)}{3.01 m} = 1.77 m^2$$

- Altura rectangular de sedimentador

$$H_{rs} = A_{rs} / B_s$$

$$Hrs = \frac{1.77m^2}{1.20m} = 1.473m$$

- Área transversal total de cada sedimentador

$$ATS = Ars + Ats$$

$$ATS = 1.77m^2 + 0.634m^2 = 2.408m^2$$

- Altura total de cada sedimentador

$$HTS = Hrs + Hts$$

$$HTS = 1.473m + 1.053m = 2.527m$$

- Revisión de velocidad horizontal del flujo

$$V_{flujo} = \frac{Qm}{ATS * Ns} \quad V_{flujo} < 30 \text{ cm/min}$$

$$V_{flujo} = \frac{0.00201 \frac{m^3}{s} * 100^3 * 60}{2.408 * 100^2 * 2} = 5.01 \text{ cm Ok}$$

Cámara de digestión

Temperatura de Agua $T_a = 26.1$

Factor de compacidad relativa $f_{cr} = 0.5$

Pendiente del fondo $a = 2\%$

Tubería de extracción de lodo $\phi = 25\text{cm}$

Número de cámaras $N_c = 2 \text{ und.}$

Anchura de aberturas $A_{ab} = 0.6\text{m}$

Separación entre sedimentadores = 0.60m

- Longitud de cada cámara

$$L_c = L_s = 3.01 \text{ m}$$

$$L_c = L_s = 3.01 \text{ m}$$

- Volumen por cámara

$$V_{cu} = \frac{70 * P * f_{cr}}{1000}$$

$$V_{cu} = \frac{70 * 1440 * 0.5}{1000} = 25.200m^3$$

- Base mayor de cámara de lodos

$$BMc = 2Bs + 2Aab + Ssed$$

$$BMc = 2(1.20m) + 2(0.6m) + 0.6m = 4.208m$$

- Base menor de cámara de lodos

$$Bmc = 0.5m$$

- Altura en zona trapezoidal

$$Htc = \frac{BMc - Bmc}{2 * a}$$

$$Htc = \frac{4.208m - 0.5m}{2 * 2} = 0.927m$$

- Volumen en zona trapezoidal

$$V_{tc} = \frac{(Htc/3) * (BMc * Lc) + Bmc^2 + \sqrt{(BMc * Lc) * Bmc^2}}{NC}$$

$$V_{tc} = \frac{(0.927m/3) * (4.208m * 3.01 m) + 0.5m^2 + \sqrt{(4.208m * 3.01 m) * 0.5m^2}}{2} = 2.972m^3$$

- Volumen en zona recta de cada cámara

$$V_{rc} = V_{cu} - V_{tc}$$

$$V_{rc} = 25.200m^3 - 2.972m^3 = 22.228m^3$$

- Altura de lodos en zona recta de cada cámara

$$H_{rc} = \frac{V_{rc}}{Lc * BMc}$$

$$H_{rc} = \frac{22.228m^3}{3.01 m * 4.208m} = 1.755m$$

- Distancia libre hasta el nivel de lodos

$$DLL = 70cm$$

- Profundidad total del tanque

$$HT = DLL + Hrc + Htc + HTS + BL$$

$$HT = 70cm + 1.755m + 0.927m + 2.527m + 0.6 = 6.51m$$

Se muestra un resumen del diseño de tanque Imhoff con sus componentes.

Tabla 27. Resultados de diseño de tanque Imhoff

DISEÑO DE TANQUE IMMHOFF					
Descripción	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Población	P	-	1440	Hab	
Dotación	Dot	-	151.00	lppd	Tabla 2 - 2 dot. (Agua INAA)
Caudal Medio	Qm	-	0.00201	m ³ /s	
			173.952	m ³ /día	
Sólidos suspendidos	SS	-	400.000	mg/l	ENACAL
DBO5 afluente	So	-	580.50	mg/l	ENACAL
Carga per cápita de DBO5	q	$S_o * dot * 0.8$	70.124	grDBO/hab/día	
			0.0701	KgDBO/hab/día	
Carga diaria de DBO	CTA	$\alpha * P$	100.98	KgDBO/día	
Coliformes fecales en el afluente	CFA	-	9.91E+06	NMP/100ml	ENACAL
Porcentaje de remoción de DBO	R		30	%	(25% - 35%) CEPIS
Concentración de DBO en el efluente	S	$S_o - (R * So)$	406.35	mg/l	
Remoción de coliformes	Rc		15%	%	
Coliformes fecales en el efluente	CFE	$CFA - 15\%CFA$	8.43E+06	mg/l	

FUENTE: Propia

CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN					
Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterios	
Carga Superficial	Cs	1	m ³ /m ² /hr	1.0 - 1.7, INAA	
Carga Sobre el Vertedero Efluente	Cv	24	m ³ /m/hr	7 - 25, INAA	
Tiempo de retención	Tr	2	hr	2-4, INAA	
Velocidad Horizontal del Flujo	V _{flujo}	30	cm/min	INAA	
Relación Longitud/Ancho (ΔL/Δb)	(ΔL/Δb)	2.5		2:1 -5:1 INAA	
Pendiente del Fondo	z	1.75		5:4 -7:4 INAA	
Abertura de Comunicación entre Cámaras		25	cm	15 - 30, INAA	
Proyección Horizontal del Saliente		25	cm	15 - 30, INAA	
Número de tanques	N	1	unds		
Número de Sedimentadores	Ns	2	unds		
Cálculo	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Volumen Total de Sedimentación	Vs	Qm/Tr	14.496	m ³	
Volumen por Sedimentador	Vsu	Vs/Ns	7.248	m ³	
Área Superficial mínima de Sedimentación	As	Qm/Cs	7.248	m ²	
Área Superficial mínima por Sedimentador	Asu	As/Ns	3.624	m ²	
Ancho de Sedimentador	Bs	$\sqrt{Asu/\Delta L/\Delta b}$	1.20	m	
Longitud de Sedimentador	Ls	$Bs * (\Delta L/\Delta b)$	3.01	m	
Altura Triangular de Sedimentador	Hts	$(Bs/2)*z$	1.053	m	
Área Transversal triangularde cada Sedimentador	Ats	$(Bs/2)*Hts$	0.634	m ²	
Área Transversal Rectangular de Sedimentador	Ars	$\frac{Vsu - (Ats * Ls)}{Ls}$	1.774	m ²	
Altura Rectangularde Sedimenatdor	Hrs	Ars/Bs	1.473	m	
Área Transversal Total de cada Sedimentador	ATS	$Ars + Ats$	2.408	m ²	
Altura Total de cada Sedimentador	HTS	$Hrs + Hts$	2.527	m	
Revisión de Velocidad Horizontal del Flujo	V _{flujo}	$\frac{Qm}{ATS * Ns}$	5.017	cm/min	< 30 cm/min, Cumple

FUENTE: Propia

DEFLECTOR DE ESPUMA					
Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterios	
Por debajo de la Superficie		30	cm	25 - 40 INAA	
Por encima de la Superficie		30	cm	INAA	
Borde Libre	BL	60	cm	45 - 60, INAA	
ZONA DE VENTILACIÓN DE GASES					
Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterios	
Anchura de Abertura	Aab	0.60	m	0.45 m - 0.75 m	
Separación entre Sedimentadores	Ssed	0.60	m	0.45 m - 0.75 m	
Superficie en % del total		20	%	15% - 30%	
CÁMARA DE DIGESTIÓN					
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Temperatura de Agua	Ta	26.1	°C		
Factor de Capacidad Relativa	fcr	0.5		Ver Cuadro D-3-1b	
Tiempo de retención de lodos	Trc	30	días	Ver Cuadro D-3-1a	
Pendiente del Fondo	a	2	%	INAA	
Tubería de Extracción de Lodos	φ	25	cm	20 - 30, INAA	
		0.25	m	Al fondo de tanque	
Número de Cámaras	Nc	2	und		
Cálculo	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Longitud de cada Cámara	Lc	$Lc = Ls$	3.010	m	
Volumen por Cámara	Vcu	$\frac{70 * P * fcr}{1000} * \frac{Lc}{2}$	25.200	m ³	OPS, CEPIS, 05 163, UNATSABAR
Base Mayor de Cámara de Lodos	BMc	$2Bs + 2Aab + Ssed$	4.208	m	
Base Menor de Cámara de Lodos	Bmc	-	0.500	m	
Altura en Zona Trapezoidal	Htc	$\frac{BMc - Bmc}{2 * a}$	0.927	m	
Volumen en Zona Trapezoidal	Vtc	$\frac{(Htc/3) * (BMc * Lc) + Bmc * Lc + \sqrt{(BMc * Lc) * Bmc * 2}}{NC}$	2.972	m ³	
Volumen en Zona Recta de cada Cámara	Vrc	$Vcu - Vtc$	22.228	m ³	
Altura de Lodos en Zona Recta de cada Cámara	Hrc	$\frac{Vrc}{Lc * BMc}$	1.755	m	
Distancia Libre hasta el nivel de Lodos	DLL		70.00	cm	30 - 90, INAA
Profundidad Total del Tanque	HT	$HT = DLL + Hrc + Htc + HTS + BL$	6.51	m	> 6

FUENTE: PROPIA

b. Lecho de secado

El diseño del lecho de secado es igual en ambas alternativas, así que se realizó un único diseño para ambas alternativas. (Ver tabla 32).

Datos.

Densidad de lodos plodo = 1.04 kg/l (CEPIS)

Sólidos contenidos en los lodos % de sólidos = 12%

Altura del lecho Hl = 0.4m

- Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

$$C = Qm * SS$$

$$C = \left(0.00201 \frac{m^3}{s}\right) * 1000 * 86400 * \left(560.625 \frac{mg}{l}\right) * \frac{1}{10^6} = 97.522 \text{ kg de } \frac{SSo}{\text{dia}}$$

- Masa de sólidos que conforman los sólidos

$$Msd = 0.325 * C$$

$$Msd = 0.325 * 97.522 \text{ kg de } \frac{SSo}{\text{dia}} = 31.625 \text{ kg de } \frac{SSo}{\text{dia}}$$

- Volumen diario de lodos digeridos

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodos} * \left(\frac{\% \text{ Sólidos}}{100}\right)}$$

$$Vld = \frac{31.625 \text{ kg de } \frac{SSo}{\text{dia}}}{1.04 * \left(\frac{12}{100}\right)} = 253.963 \frac{l}{\text{dia}}$$

- Volumen de lodos a extraerse del tanque

$$V_{\text{extracción}} = Vld * Trc$$

$$V_{\text{extracción}} = 253.963 \frac{l}{\text{dia}} * 30 \text{ dias} = 7.619 \text{ m}^3$$

- Área del lecho de secado

$$Als = \frac{V_{extracción}}{HL}$$

$$Als = \frac{7.619 \text{ m}^3}{0.4 \text{ m}} = 19.00 \text{ m}^2$$

- Ancho del lecho de secado

$$Bls = 2.5 \text{ m}$$

- Largo del lecho de secado

$$Lls = \frac{Als}{Bls}$$

$$Lls = \frac{19.00 \text{ m}^2}{2.5 \text{ m}} = 7.6 \text{ m}$$

Tabla 28. Resultados de diseño de lecho de secado

LECHO DE SECADO					
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Densidad de los Lodos	ρ_{lodo}	1.04	Kg/lt	CEPIS	
Sólidos Contenidos en los Lodos	% Sólidos	12	%	CEPIS	
Altura del Lecho	HI	0.4	m	0.2 - 0.4 m, CEPIS	
CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga de Sólidos que Ingresan al Sedimentador	C	$Qm * SS$	69.581	Kg de SS/día	
Masa de Sólidos que Conforman los Sólidos	Msd	$0.325 * C$	22.614	Kg de SS/día	
Volumen Diario de Lodos Digeridos	Vld	$\frac{M_{sd}}{\rho_{\text{lodos}} * \left(\frac{\% \text{ Sólidos}}{100}\right)}$	181.200	lts/día	
Volumen de Lodos a Extraerse	$V_{\text{extracción}}$	$Vld * Trc$	5.436	m ³	
Área del Lecho de Secado	Als	$\frac{V_{\text{extracción}}}{HL}$	13.6	m ²	
Ancho del Lecho de Secado	Bls		2.5	m	Asumido
Largo del Lecho de Secado	Lls	$\frac{Als}{Bls}$	5.4	m	

FUENTE: Propia

c. Biofiltro

Se muestra el procedimiento de cálculo y tabla 33 con el resumen del diseño de Biofiltro.

Datos

Población = 1440 Hab.

Caudal medio = 0.00201 m³/s 173.952 m³/día.

DBO afluente $S_o = 319.275$ mg/l

Constante de degradación DBO5 $K_{DBO} = 81$ m/año

Concentración de DBO5 Efluente.

$$S = S_o \times e^{\left(-\frac{K}{CH}\right)} = 6.494 \text{ mg/l}$$

DBO removido =

$$DBO5_{remov} = (S_o - s) / S_o = 98\%$$

Coliformes fecales en el afluente $CFA = 8.43E+06$ NMP/100 ml

Constante de degradación $K_{FC} = 230$ m/año

Coliformes fecales en el efluente CFE

$$CF_e = CF_a \times e^{\left(-\frac{K}{CH}\right)}$$

Coliformes fecales removidos

$$CF_{rev} = (CFA - CFE) / CFA = 100\%$$

Carga Hidráulica $CH = 21$ m/año ASTEC

Pendiente del Fondo = 1% (0.5 – 0.1)

Permeabilidad de del lecho filtrante $K_f = 0.007$ m/s (0.001 – 0.01)

Profundidad efectiva $I = 0.7\text{m}$ (0.6 – 0.8)

Porosidad del Lecho Filtrante $n = \text{grava media } 0.5$ (0.4 – 0.6)

• Cálculos para la unidad de biofiltro

✓ Número de unidades $N_u = 3$

✓ Caudal promedio por unidad Q_u

$$Q_u = Q_m / N_u$$
$$Q_u = \frac{0.002 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{3_u} = 57.984 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

✓ Sección efectiva W_e

$$W_e = \frac{Q_u}{K_f * I}$$
$$W_e = \frac{57.984 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}}{0.007 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 1} = 9.58\text{m}^2$$

✓ Ancho mínimo

$$B_M = \frac{W_e}{H_e}$$
$$B_M = \frac{9.58\text{m}^2}{0.7\text{m}} = 14\text{m}$$

✓ Ancho ajustado y longitud ajustada

15m y 9m

✓ Relación ancho largo

$$\frac{L}{B} = \frac{15\text{m}}{9\text{m}} = 0.6 \quad (0.5 - 1.2)$$

✓ Tiempo de retención

$$TR = \frac{L * B * H_e * n}{Q_u}$$

$$TR = \frac{15m * 9m * 0.7m * 0.5}{57.984 \frac{m^3}{dia}} = 0.7 \text{ dias}$$

- ✓ Área total requerida

$$A_T = A_u * N_u$$

$$A_T = 135m^2 * 3 = 405m^2$$

- ✓ Área requerida por habitante

$$A_h = A_T / P$$

$$A_h = \frac{405m^2}{1440 \text{ hab}} = 0.28m^2$$

- Detalles geométricos

- ✓ Espesor de la tierra = 0.10m (0.05 - 0.15)

- ✓ Altura del borde libre BL = 0.2m

- ✓ Espesor del lecho filtrante HL en la entrada del bifiltro H1

$$H1 = H_e - \left(\frac{L}{2} * i\right)$$

$$H1 = 0.7m - \left(\frac{9m}{2} * 0.01\right) = 0.66m$$

- ✓ Profundidad del humedal en la entrada del biofiltro

$$HeB = H_t + BL + H_1$$

$$HeB = 0.10m_t + 0.20m + 0.66m = 0.96m$$

- ✓ Espesor de lecho filtrante H2

$$H2 = H_e + (L/2 * i)$$

$$H2 = 0.7m + \left(\frac{9m}{2} * 0.01\right) = 0.75m$$

- ✓ Profundidad en la salida del humedal Hsb

$$Hsb = H_t + BL + H_2$$

$$Hsb = 0.10m + 0.20m + 0.75m = 1.05m$$

- ✓ Talud a lo largo

$$Z = 2/3$$

- ✓ Margen extra de longitud a la entrada del humedal le

$$Le = H_e B / zL$$

$$Le = \frac{0.96m}{0.66} = 1.43m$$

- ✓ Margen extra de longitud a la salida del humedal

$$Ls = \frac{1.05m}{0.66} = 1.57$$

- ✓ Longitud total del biofiltro

$$Lt = L + L_e + L_s$$

- ✓ Talud de entrada del humedal

$$Zb = \frac{2}{3}$$

- ✓ Margen extra de la base del humedal

$$Bm = H_e B / zB$$

$$Bm = \frac{0.96m}{0.66} = 1.43m$$

- ✓ Talud a lo ancho de la salida del humedal

$$z'B = H_s B / B_m$$

$$z'B = \frac{1.05m}{1.43m} = \frac{3}{4}$$

Tabla 29. Resultados de diseño de Biofiltro

DISEÑO DE BIOFILTRO					
Descripción	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Población	P	-	1440	Hab	-
Caudal Medio	Qm	-	0.00201	m ³ /s	-
			173.952	m ³ /día	-
DBO5 Afluente	S _o	-	406.35	mg/L	-
Constante de Degradacion DBO5	KBDO	-	81.8	m/año	81.8 ± 13 m/año,
Concentración de DBO5 Efluente	S	$S = S_o \times e^{(-\frac{K}{CH})}$	0.0071	mg/L	< 110 mg/L , Cumple
DBO5 Removido	DBO _{5remov.}	-	100	%	-
Coliformes Fecales en el Afluente	CFA	-	8.43E+06	NMP/100 ml	-
Constante de Degradacion CF	KCF	-	230	m/año	ENACAL
Coliformes Fecales en el Efluente	CFE	$CF_e = CFA \times e^{(-\frac{KCF}{CH})}$	1.48E+02	NMP/100 ml	< 1E+05, Cumple
Coliformes Fecales Removidos	CF _{remov.}	-	100.00	%	-
Carga Hidráulica	CH	-	21	m/año	< 35 m/año
Longitud Máxima	LMax	-	50	m	ASTEC
Pendiente del Fondo	I	-	1	%	0.5 - 1 %
Permiabilidad del Lecho Filtrante	Kf	-	0.007	m/s	0.01 - 0.001 m/s, ASTEC
Profundidad Efectiva	He	-	0.7	m	0.6 - 0.8 mt
Porosidad del Lecho Filtrante	n	Grava Media	0.5		0.4 - 0.6

FUENTE: Propia

Cálculo de Unidad de Biofiltros					
Descripción	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Número de Unidades Propuestas	Nu	-	3	Und	-
Caudal Promedio por Unidad	Qu	Q_m/N_u	57.984	$m^3/día$	-
Seccion Efectiva	We	$\frac{Q_u}{K_f * l}$	9.587	m^2	-
Ancho Mínimo	Bmin	w_e/H_e	14	m	-
Ancho Ajustado	B	-	15	m	-
Longitud	L	-	9	m	< 50 mt, Cumple
Relación Largo-Ancho	L/B	-	0.6		0.5 - 1.2
Tiempo de Retención	TR	$\frac{L * B * H_e * n}{Q_u}$	0.8	días	0.5 - 1 día
Área Requerida por Unidad	Au	$L * B$	135.00	m^2	-
Área Total Requerida	AT	$A_u * N_u$	405.00	m^2	-
Área Requerida por Habitante	Ah	A_T/P	0.28	m^2	Aproximada a 1.5 m2, OK

FUENTE: Propia

Detalles Geométricos					
Descripción	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad	Criterios
Espesor de Tierra Superficial	Ht	-	0.10	m	0.05 - 0.15 mt
Altura de Borde Libre	BL	-	0.20	m	0.20 - 0.90 mt
Espesor de Lecho Filtrante en la Entrada del Biófiltró	H1	$H_e - (L/2 * i)$	0.66	m	-
Profundidad del Húmedal en la Entrada del Biófiltró	HeB	$H_t + BL + H_1$	0.96	m	-
Espesor de Lecho Filtrante en la Sálida del Biófiltró	H2	$H_e + (L/2 * i)$	0.75	m	-
Profundidad en la Sálida del Humedal	HsB	$H_t + BL + H_2$	1.05	m	-
Talud a lo Largo	zL	-	2/3		-
Margen Extra de Longitud a la Entrada del Humedal	Le	$H_e B / zL$	1.43	m	-
Margen Extra de Longitud a la Sálida del Humedal	Ls	$H_s B / zL$	1.57	m	-
Longitud Total del Biofiltró	Lt	$L + L_e + L_s$	12.00	m	-
Talud de Entrada del Humedal	zB	-	2/3		-
Margen Extra de la Base del Humedal	Bm	$H_e B / zB$	1.43	m	-
Talud a lo Ancho de la Sálida del Humedal	zB'	$H_s B / B_m$	3/4	m	-

FUENTE: Propia

5.3.3 Análisis de las alternativas de planta de tratamiento

Los sistemas de tratamiento estarán constituidos por un pretratamiento o tratamiento preliminar para todas las alternativas, seguido de un tratamiento primario y uno secundario. Se diseñaron dos tipos de propuestas, lo que permitió evaluar y comparar entre sí, las alternativas planteadas, tomando en cuenta la calidad de los efluentes, el área superficial requerida, los costos, la operación, el mantenimiento y el que produzca el mínimo impacto ambiental.

5.3.3.1 Criterios de selección en las alternativas

Se muestra un modo de comparar alternativas de tratamiento para que se pueda evaluar con más precisión la etapa de proyecto. La comparación entre sí de las alternativas ya preseleccionadas se hace contemplando diversas materias, se aplicó una matriz para cada una.

a. Superficie

Cuadro 2. Dimensiones de los sistemas propuestos.

SUPERFICIE DE ALTERNATIVAS					
Componentes de cada alternativa	Ancho	Largo	Area	Altura media	Tiempo de retención
	m	Largo	m ²	m	hrs
Alternativa I					
1 Tanque Imhoff	5.2	3.61	18.772	6.51	2
1 Lecho de secado	2.5	5.4	13.5	0.4	-
3 Biofiltro	15	9	405	1	19.2
Total			1311.82		21.2
Alternativa II					
3 Tanque séptico	5.1	10.3	157.59	2.03	24
1 Lecho de secado	2.5	5.4	13.5	0.3	-
3 FAFA	4.22	4.22	53.4252	1	12
Total			673.546		36

FUENTE: Propia

b. Costos de construcción

Cuadro 3. Costo total de alternativas

Alternativa No.	Descripción	Costo	
		Per cápita	Total
1	Preliminares	C\$ 47.59	C\$ 68,524.69
	Tanque Imhoff	C\$ 692.88	C\$ 997,743.17
	Lecho de secado	C\$ 104.38	C\$ 150,307.29
	Biofiltro	C\$ 1,111.76	C\$ 1,600,937.33
	Total	C\$ 1,956.61	C\$ 2,817,512.48
		\$63.12	\$90,887.50
2	Preliminares	C\$ 47.59	C\$ 68,524.69
	Tanque Séptico	C\$ 272.18	C\$ 391,943.98
	Lecho de secado	C\$ 104.38	C\$ 150,307.29
	FAFA	C\$ 1,111.76	C\$ 1,600,937.33
	Total	C\$ 1,535.91	C\$ 2,211,713.30
		\$49.55	\$71,345.59

FUENTE: Propia

c. Eficiencia de remoción

Cuadro 4. Porcentajes de remoción para las diferentes alternativas

Alternativa	Area total m^2	Efluente de tratamiento primario				Efluente de tratamiento secundario			
		Eficiencia (%)		Calidad		Eficiencia (%)		Calidad	
		DBO	Coliformes	DBO	Coliformes	DBO	Coliformes	DBO	Coliformes
Alternativa I									
Tanque séptico + FAFA	673.546	45	90	319.275	9.91E+05	74.898	90	80.144	9.91E+04
Alternativa II									
Tanque imhoff+ biofiltro	423.772	30	45	406.35	9.14E+06	100	100	0.0071	1.60E+02

FUENTE: Propia

d. Costos de mantenimiento y operación

Cuadro 5. Resultados de costos de mantenimiento y operación para ambas alternativas

ALTERNATIVA I TANQUE SEPTICO + FAFA						
CONCEPTOS	FRECUENCIA	CANTIDAD DE ACTIVIDADES	UNIDAD	COSTO		
				UNITARIO	TOTAL	ANUAL
Limpieza, mantenimiento y control de operaciones de toda la planta	Diario	240	C\$/Mensual	C\$ 5,500.00	C\$ 1,320,000.00	C\$ 66,000.00
Reparación de instalaciones	Eventual	100	C\$/Reparación	C\$ 1,195.25	C\$ 119,525.00	C\$ 5,976.25
Pruebas de laboratorio	Semanal	1043	C\$/Semana	C\$ 2,750.00	C\$ 2,868,250.00	C\$ 143,412.50
Cambio de lecho filtrante	Cada 6 años	3	C\$/Cambio	C\$ 923,030.85	C\$ 2,769,092.55	C\$ 138,454.63
				TOTAL	\$7,076,867.55	\$287,843.38
					\$214,450.53	\$8,722.53
ALTERNATIVA II TANQUE IMMHOFF						
CONCEPTOS	FRECUENCIA	CANTIDAD DE ACTIVIDADES	UNIDAD	COSTO		
				UNITARIO	TOTAL	ANUAL
Limpieza, mantenimiento y control de operaciones de toda la planta	Diario	240	C\$/Mensual	C\$ 5,500.00	C\$ 1,320,000.00	C\$ 66,000.00
Reparación de instalaciones	Eventual	100	C\$/Reparación	C\$ 1,195.25	C\$ 119,525.00	C\$ 5,976.25
Pruebas de laboratorio	Semanal	1043	C\$/Semana	C\$ 2,750.00	C\$ 2,868,250.00	C\$ 143,412.50
Cambio de lecho filtrante	Cada 6 años	3	C\$/Cambio	C\$ 1,797,685.20	C\$ 5,393,055.60	C\$ 269,652.78
Cosecha de césped de caña	Cada 8 meses	30	C\$/Cosecha	C\$ 1,100.00	C\$ 33,000.00	C\$ 1,650.00
				TOTAL	\$9,733,830.60	\$420,691.53
					\$294,964.56	\$12,748.23

FUENTE: Propia

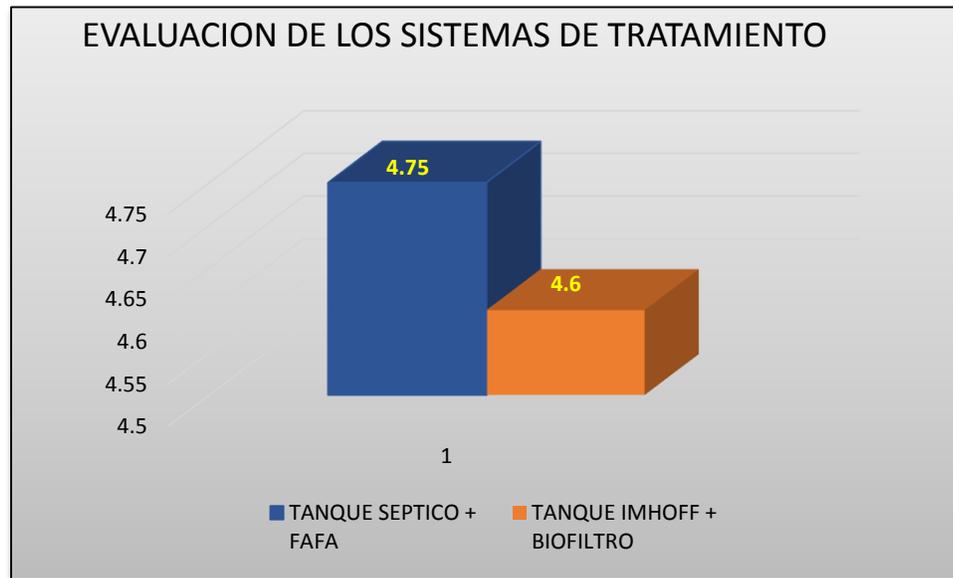
Para los demás criterios se evaluaron las alternativas con base a una puntuación subjetiva, con valores de calificación de 1 al 5, siendo 5 la puntuación máxima y 1 la puntuación mínima. El mayor promedio de evaluación para cada sistema refleja cuál de estos es el más conveniente. (Ver cuadro 6).

Cuadro 6. Matriz de evaluación de los sistemas de tratamiento

CRITERIOS EVALUADOS	TANQUE SEPTICO + FAFA	TANQUE IMHOFF + BIOFILTRO
Requerimiento de área	5	4.5
Requerimiento de energía eléctrica	5	4.5
Requerimiento de operación y personal calificado	4.5	4
Complejidad de operación y control	4	4
Calidad del efluente	4	5
Usos de equipos y materiales locales	5	5
Requerimiento de tratamiento primario y de lodos	5	5
Protección ante contaminantes de aguas	5	5
Exposición de trabajadores	5	4.5
Costos de operación y mantenimiento	5	4.5
TOTAL	4.75	4.6

FUENTE: Propia

Figura 4. Calificación final de los sistemas de tratamiento



FUENTE: Propia

5.3.4 Selección de alternativa del sistema de tratamiento

Como se puede observar en el gráfico, en la evaluación de los sistemas de tratamiento se seleccionó la alternativa 1 ya que se presenta como la más factible económicamente, la de menor costo de operación y de eficiencia que se ajusta a los valores permitidos por el reglamento de disposiciones para el vertido de aguas residuales, decreto No. 21 – 2017.

5.5 Diseño de red agua pluvial

5.5.1 Resultados de caudal de diseño

Para calcular el caudal de diseño se utilizó el método racional cuya fórmula es la siguiente:

$$Q = 0.2778CIA$$

5.5.1.1 Coeficiente de escorrentía

Para el valor del coeficiente de escorrentía a utilizar fue ponderado en relación directa a las áreas individuales de cada uso de suelo, cabe destacar que los

coeficientes utilizados se tomaron de referencia al reglamento que utiliza el Departamento de Drenaje Pluvial de la Alcaldía de Managua. (Ver cuadro 7).

Cuadro 7. Resultados de las selecciones del coeficiente de escorrentía

Tipo de sup	Áreas m ²	C
cubierta de techos	21344.51	0.90
Asfalto y Concr.	5336.13	0.90
Áreas verdes	26680.63	0.20
	53361.27	0.55

FUENTE: PROCASA/ALMA

5.5.1.2 Resultados de curvas IDF

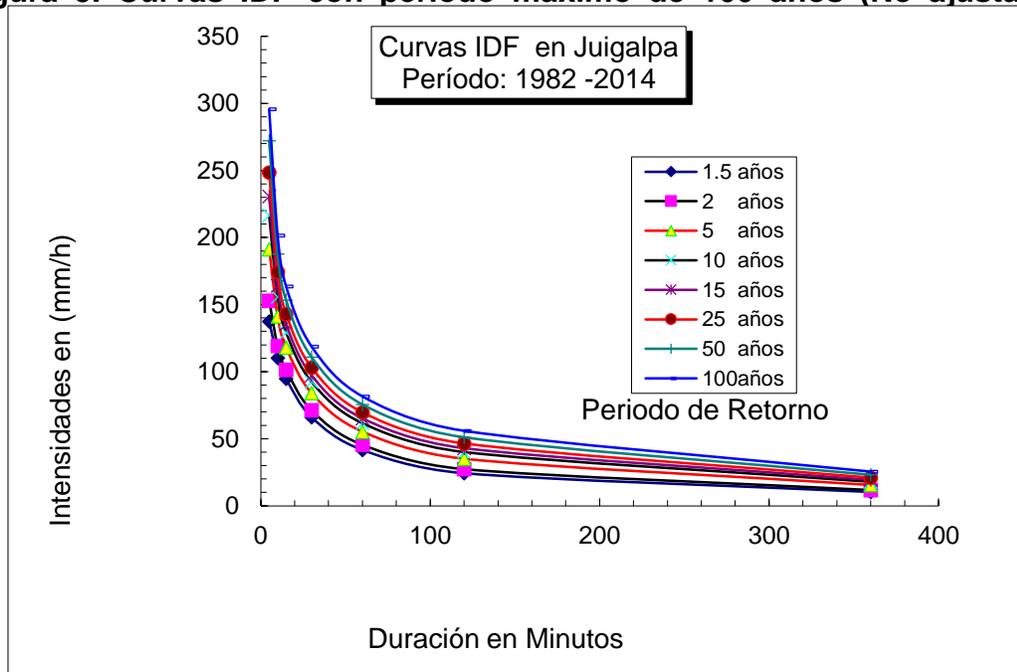
Las intensidades de lluvias para la ciudad de Juigalpa se calcularon por medio de los registros de intensidades de INETER según tabla 34, 35; fig. 5 y 6.

Tabla 30. Intensidades de lluvia no ajustadas para diferentes periodos de retorno

TR (años)	Periodo (Min)						
	5	10	15	30	60	120	360
1.5	137.5	110.2	94.8	66.1	41.7	24.3	10.3
2	153.0	119.1	101.5	71.2	45.6	27.4	11.8
5	191.2	141.2	118.1	84.0	55.2	35.0	15.5
10	216.5	155.7	129.1	92.4	61.6	40.1	17.9
15	230.8	164.0	135.3	97.2	65.2	42.9	19.3
25	248.5	174.2	143.0	103.1	69.7	46.5	21.0
50	272.2	187.8	153.3	111.0	75.7	51.2	23.2
100	295.8	201.4	163.6	118.8	81.6	55.9	25.5

FUENTE: INETER

Figura 5. Curvas IDF con periodo máximo de 100 años (No ajustada)



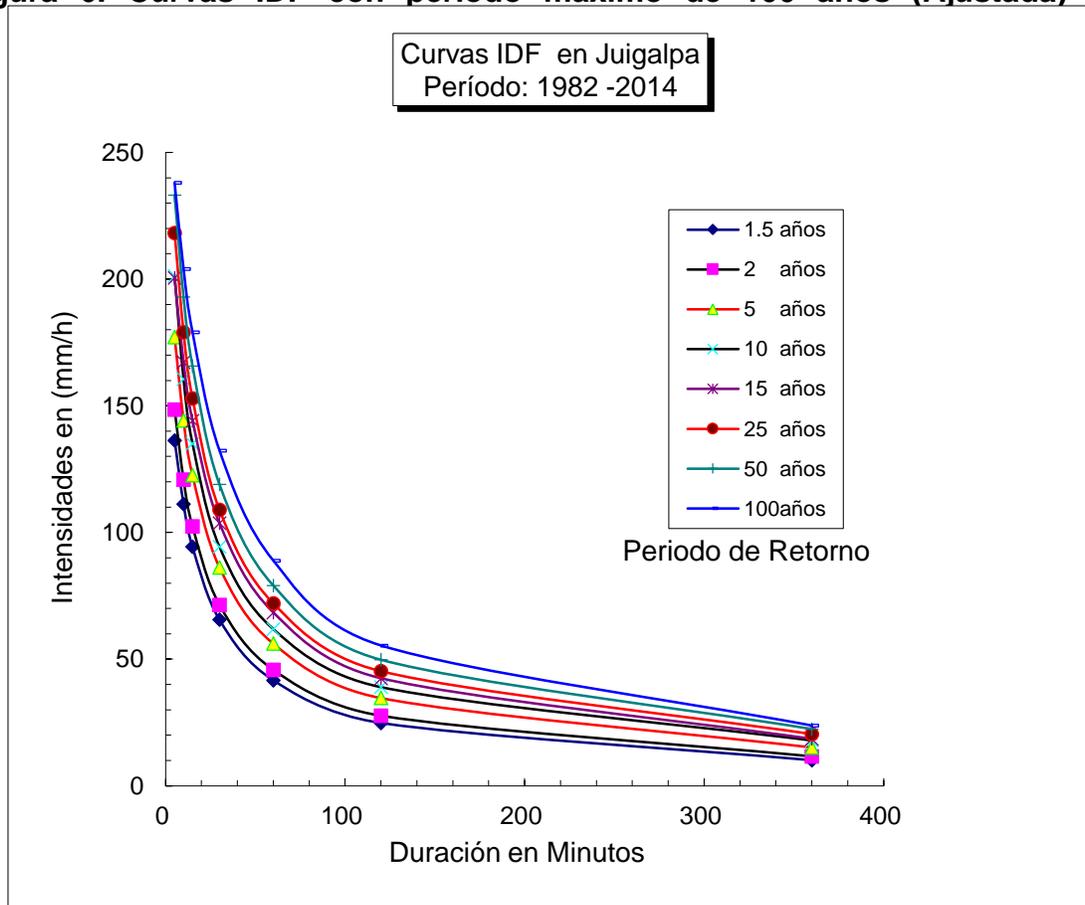
FUENTE: INETER

Tabla 31. Intensidades de lluvia ajustadas para diferentes periodos de retorno

Periodo	Periodo (Min)						
	5	10	15	30	60	120	360
1.5 años	136.4	111.2	94.3	65.6	41.7	24.8	10.2
2 años	148.5	120.9	102.5	71.5	45.8	27.7	11.6
5 años	177.2	144.3	122.6	86.3	56.2	34.7	15.2
10 años	201.3	160.6	135.1	94.3	61.9	38.9	17.9
15 años	200.5	167.2	144.1	103.6	68.4	42.4	18.5
25 años	218.2	179.0	153.0	109.0	72.0	45.2	20.4
50 años	233.2	192.9	165.7	119.0	79.1	49.7	22.4
100 años	238.1	204.0	179.0	132.4	88.9	55.4	23.8

FUENTE: INETER

Figura 6. Curvas IDF con periodo máximo de 100 años (Ajustada)



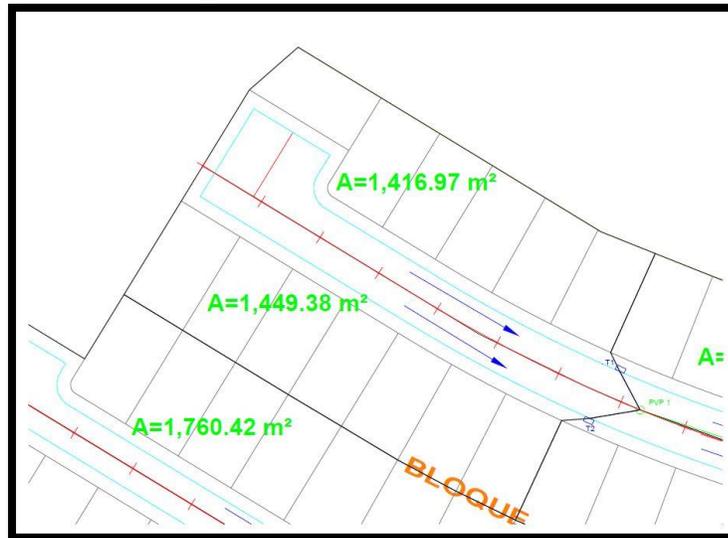
FUENTE: INETER

Ya obtenidos los datos ajustados se obtuvo una intensidad 160.6 mm, que corresponde a un periodo de 10 años y un tiempo de concentración de 10 minutos.

5.5.1.3 Cálculo hidrológico

Se analizó la banda norte de la avenida 1 (ver figura 7) para calcular el caudal generado en ese tramo, los demás cálculos se mostrarán en la tabla 34.

Figura 7. Área para el cálculo de caudal en avenida 1 banda norte



FUENTE: Propia

Datos:

Área local=1416.97 m²

Long=68 m

Elevación mayor=64.30 m

Elevación menor=63.86 m.

a) Pendiente del tramo

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

$$S = \frac{64.30 - 63.86}{68} = 0.0065 \text{ m/s}$$

b) Calculo del tiempo de concentración

$$t_c = 0.0041 * k^{0.77}$$

$$K = \frac{3.28 * L}{\sqrt{S}}$$

$$t_c = 0.0041 \left(\frac{3.28 * 68}{\sqrt{0.0065}} \right)^{0.77} = 1.83 \text{ min} < 10 \text{ min}$$

$t_c = 10 \text{ min}$, Curva IDF de 10 años la $I = 160.6 \text{ mm/hr}$

c) Caudal de diseño

$$Q_d = 0.2778 * 10^{-3} * 0.55 * 160.6 \left(\frac{\text{mm}}{\text{hr}} \right) * (1,416.97 \text{ m}^2) = 34.77 \text{ lps} = 1.23 \text{ cfs}$$

5.5.2 Diseño de cuneta

5.5.2.1 Caudal para la cuneta

a. Caudal del caite de la cuneta (Q_w)

Datos proporcionados por planos

$$S_w = 0.15$$

$$S_o = 0.0065$$

$$S_x = 0.02$$

$$T_x = 11.48 \text{ pies}$$

$$W = 1.48 \text{ pies}$$

$$n = 0.017$$

$$d_o = T_x * S_x$$

$$d_o = 11.48 * 0.02 = 0.23 \text{ pies}$$

$$d = d_o + (W * S_w)$$

$$d = 0.23 + (1.48 * 0.15) = 0.45 \text{ pies}$$

$$K = \frac{0.56}{n} * S_o^{0.5}$$

$$K = \frac{0.56}{0.017} * (0.0065)^{0.5} = 2.66$$

$$Q1 = \frac{K}{S_w} * d^{2.67}$$

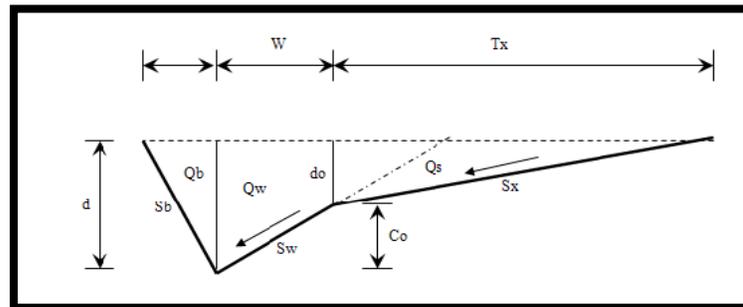
$$Q1 = \frac{2.66}{0.15} * (0.45)^{2.67} = 2.11 \text{ Cfs}$$

$$Q2 = \frac{K}{S_w} * do^{2.67}$$

$$Q2 = \frac{2.66}{0.15} * (0.23)^{2.67} = 0.35 \text{ Cfs}$$

$$Q_w = Q1 - Q2 = 2.11 - 0.35 = 1.77 \text{ Cfs}$$

Figura 8. Esquema de diseño de cuneta



FUENTE: Reglamento de drenaje pluvial ALMA

b. Caudal del bombeo en la vía (Qs)

$$Qs = \frac{K}{S_x} * do^{2.67}$$

$$Qs = \frac{2.66}{0.02} * (0.23)^{2.67} = 2.61 \text{ Cfs}$$

c. Caudal total de la cuneta (Qt)

$$Qt = Q_w + Q_s = 1.77 + 2.61 = 4.38 \text{ Cfs}$$

5.5.3 Diseño de tragante

5.5.3.1 Caudal de tragante (Q_{tg})

$$Q_{tg} = \frac{0.56}{n} * S_o^{0.5} * S_x^{1.67} * T$$
$$Q_{tg} = \frac{0.56}{0.017} * (0.0065)^{0.5} * 0.02^{1.67} * 11.48 = 0.04 Cfs$$

5.5.3.2 Longitud de la gaveta (L_t)

$$E_o = \frac{Q_d}{Q_w}$$
$$E_o = \frac{1.23}{1.77} = 0.6955$$
$$S_e = S_x + (S_w * E_o)$$
$$S_e = 0.02 + (0.15 * 0.6955) = 0.02452$$
$$L_t = 0.6 * Q_{tg}^{0.42} * S_o^{0.3} \left(\frac{1}{n * S_e} \right)^{0.6}$$
$$L_t = 0.6 * 0.04^{0.42} * 0.0065^{0.3} \left(\frac{1}{0.017 * 0.02452} \right)^{0.6} = 3.82 \text{ pies} = 1.16 \text{ m} \cong 1.20 \text{ m}$$

Las dimensiones del tragante serán de $L_t = 1.2 \text{ m}$, $b = 0.75 \text{ m}$, $h = 1.2 \text{ m}$

5.5.4 Diseño de tuberías

En el diseño de tubería se describirán los cálculos del PVS 4 al PVS 5.

a. Cálculos hidráulicos en condición llena

Asumiendo un diámetro de 24" se determinó el caudal y la velocidad en condición llena.

$$A_{llena} = \frac{\pi * D^2}{4}$$
$$A_{llena} = \frac{\pi * (0.600\text{m})^2}{4} = 0.292 \text{ m}^2$$

$$R_{uleno} = \frac{D}{4} = \frac{0.600m}{4} = 0.152 m$$

$$V_u = \frac{R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} =$$

$$V_u = \frac{(0.152 m)^{2/3} * (0.03)^{1/2}}{0.013} = 3.801 m/s$$

$$Q_u = A.V = 0.292 * 3.801 = 1.109 \frac{m^3}{s}$$

b. Cálculo de tiempos en tuberías

Para el cálculo de la intensidad se determinan los tiempos por el método de W.S Kerby en donde:

$$A_{Local} = 3691.13 = 0.369 Ha$$

Distancia al punto tributario más lejano en pies

$$L_c = 93.7 m = 307.415 pies < 500 pies, ok$$

Elevación mayor = 64.00m

Elevación menor = 62.92m

$$S = \frac{64.00 - 62.92}{93.7} = 0.012 m/m$$

$$S^{0.5} = \sqrt{0.012} = 0.107$$

- Coeficiente de retardo “m” (adimensional).

$$m = 0.02 \text{ (Superficie impermeable)}$$

$$g = 32.2 \text{ pies/seg}^2$$

- Tiempo de entrada

$$t = 4.3 \left(\frac{L_c * m}{g \sqrt{S}} \right) = 4.3 \left(\frac{307.415 * 0.02}{32.2 * 0.107} \right) = 5.735 \text{ min}$$

- Tiempo de recorrido

$$tr = \frac{L}{60 * v}$$

En este caso $tr = 0$ por que el caudal que aporta viene directamente del tragante y no de un PV previo.

$$tc = t + tr = 5.735 + 0 = 5.735 \text{ min} < 10 \text{ min, se utiliza } 10 \text{ min}$$

- c. Cálculo de caudal de diseño en tubería

El cálculo del caudal de la tubería se determina por método racional y se obtiene ($c=0.55$)

$$Q_d = \frac{C.I.A}{360} = \frac{0.55 * 160.6 * 0.369}{360} = 0.091 \text{ m}^3, Q_u > Q_d \text{ OK}$$

- d. Cálculos hidráulicos en condición parcialmente lleno

$$\frac{Q_d}{Q_u} = \frac{0.091 \text{ m}^3}{1.109 \text{ m}^3} = 8.2\%$$

Interpolando se obtiene

$$\frac{d}{D} = 0.1934 = 19.34\% < 75\% \text{ OK} \quad d = 0.1934 * 0.600 \text{ m} = \mathbf{0.116 \text{ m}}$$

- Velocidad de diseño

$$\frac{V_d}{V_u} = \left[1 - \frac{\sin\left(2 * \cos^{-1}\left(1 - 2 * \frac{d}{D}\right)\right)}{2 * \cos^{-1}\left(1 - 2 * \frac{d}{D}\right)} \right]^{\frac{2}{3}} = 0.79 = 79\%$$

$$V_d = 0.79 * 3.801 \text{ m/s} = \mathbf{3.011 \frac{m}{s}}; \quad 0.75 \frac{m}{s} < V_d < 5 \text{ m/s} \text{ OK}$$

e. Análisis topográfico

$$\text{Elev a corona PVP 4} = 62.92 \text{ m} - 1.75 \text{ m} = 61.17 \text{ m}$$

$$\text{Elev invert PVP 4} = 61.17 \text{ m} - 0.600 \text{ m} = 60.57 \text{ m}$$

$$\text{Prof. a corona PVP 4} = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Prof. de excavacion PVP 4} = 62.92 \text{ m} - 60.57 \text{ m} = 2.35 \text{ m}$$

$$\text{Elev a corona PVP 5} = 61.17 \text{ m} - 0.030 \text{ m} * 55.78 \text{ m} = 59.497 \text{ m}$$

$$\text{Elev invert PVP 5} = 59.497 \text{ m} - 0.600 \text{ m} = 58.897 \text{ m}$$

$$\text{Prof. a corona PVP 5} = 61.05 \text{ m} - 59.497 \text{ m} = 1.553 \text{ m}$$

$$\text{Prof. de excavacion PVP 5} = 1.553 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 2.153 \text{ m}$$

Para la determinación de la profundidad a corona del próximo tramo comenzando por el P.V.P 5 se sumó la pérdida o caída por energía cinética la cual no debe ser

$$\text{menor a } 0.03 \text{ m: } \text{Calculo de caída} = 0.25 \frac{v^2}{2 * g} = 0.25 * \frac{(2.554 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.083 \text{ m} >$$

$$0.03 \text{ m Prof. a corona PVP 9 para el analisis del prox. tramo} = 2.153 \text{ m} +$$

$$0.083 \text{ m} = 2.233$$

Tabla 32. Resultado de cálculo de caudales de diseño

Calculo de Caudal de Diseño													
Pozos de visitas	Trag	Long(m)	long recorrida	Elev Mayor	Elev Menor	S	K	Tc (min)	To (max)	C	I (mm/hora)	A (m²)	Q (lps)
PVP1	T1	68.00	68.00	64.30	63.86	0.65	2766.47	1.83	10.00	0.55	160.60	1416.97	34.77
	T2	66.86	66.86	64.30	63.87	0.64	2741.26	1.82	10.00	0.55	160.60	1449.38	35.57
PVP2	T3	51.55	51.55	63.87	63.56	0.60	2182.87	1.53	10.00	0.55	160.60	1229.66	30.17
	T4	106.39	106.39	65.06	63.32	1.64	2724.91	1.81	10.00	0.55	160.60	2437.00	59.80
	T5	44.28	44.28	65.12	63.69	3.23	808.13	0.71	10.00	0.55	160.60	935.59	22.96
PVP3	T6	68.13	68.13	65.98	65.12	1.26	1990.80	1.42	10.00	0.55	160.60	1354.60	33.24
	T7	65.89	65.89	65.98	65.06	1.40	1826.54	1.33	10.00	0.55	160.60	989.00	24.27
PVP4	T8	92.64	92.64	64.00	62.86	1.23	2739.81	1.82	10.00	0.55	160.60	1760.42	43.20
	T9	90.70	90.70	64.00	62.88	1.23	2682.43	1.79	10.00	0.55	160.60	1930.71	47.38
PVP5	T10	52.81	52.81	62.88	61.11	3.35	946.38	0.80	10.00	0.55	160.60	1237.41	30.36
	T11	95.82	95.82	62.86	61.11	1.83	2323.30	1.60	10.00	0.55	160.60	1176.29	28.86
	T12	79.85	79.85	63.45	60.98	3.09	1489.94	1.14	10.00	0.55	160.60	1042.86	25.59
	T13	35.62	35.62	63.37	60.98	6.71	451.03	0.45	10.00	0.55	160.60	707.78	17.37
PVP6	T14	51.53	51.53	65.03	63.37	3.22	941.90	0.80	10.00	0.55	160.60	901.36	22.12
	T15	50.31	50.31	65.03	63.45	3.14	931.24	0.79	10.00	0.55	160.60	1069.32	26.24
PVP7	T16	62.62	62.62	62.80	62.29	0.81	2282.15	1.58	10.00	0.55	160.60	1103.77	27.08
	T17	63.10	63.10	62.80	62.27	0.84	2258.21	1.57	10.00	0.55	160.60	1325.99	32.54
PVP8	T18	55.91	55.91	62.29	60.21	3.72	950.81	0.81	10.00	0.55	160.60	1188.10	29.15
	T19	53.76	53.76	62.27	60.21	3.83	901.02	0.77	10.00	0.55	160.60	420.82	10.33
PVP9	T20	105.28	105.28	60.21	59.89	0.30	6304.62	3.46	10.00	0.55	160.60	1426.74	35.01
	T21	63.30	63.30	60.21	59.89	0.51	2907.32	1.90	10.00	0.55	160.60	333.87	8.19
	T22	32.50	32.50	62.06	59.90	6.65	413.38	0.42	10.00	0.55	160.60	877.56	21.53
	T23	32.50	32.50	62.06	59.90	6.65	413.38	0.42	10.00	0.55	160.60	548.62	13.46

FUENTE: Propia

Calculo de Caudal de Diseño													
Pozos de visitas	Trag	Long(m)	long recorrida	Elev Mayor	Elev Menor	S	K	Tc (min)	To (max)	C	I (mm/hora)	A (m ²)	Q (lps)
PVP9	T20	105.28	105.28	60.21	59.89	0.30	6304.62	3.46	10.00	0.55	160.60	1426.74	35.01
	T21	63.30	63.30	60.21	59.89	0.51	2907.32	1.90	10.00	0.55	160.60	333.87	8.19
	T22	32.50	32.50	62.06	59.90	6.65	413.38	0.42	10.00	0.55	160.60	877.56	21.53
	T23	32.50	32.50	62.06	59.90	6.65	413.38	0.42	10.00	0.55	160.60	548.62	13.46
PVP10	T24	47.75	47.75	63.76	62.06	3.56	830.08	0.73	10.00	0.55	160.60	985.29	24.18
	T25	122.70	122.70	63.23	62.06	0.95	4129.11	2.49	10.00	0.55	160.60	1116.11	27.39
PVP11	T26	54.51	54.51	66.00	63.26	5.03	797.20	0.70	10.00	0.55	160.60	1737.57	42.64
PVP13	T28	44.46	44.46	66.00	65.78	0.49	2083.27	1.47	10.00	0.55	160.60	864.06	21.20
PVP14	T29	60.20	60.20	65.78	63.20	4.29	953.33	0.81	10.00	0.55	160.60	1412.00	34.65
	T30	60.20	60.20	65.78	63.20	4.29	953.33	0.81	10.00	0.55	160.60	1247.01	30.60
PVP15	T31	44.47	44.47	65.78	65.56	0.49	2083.74	1.47	10.00	0.55	160.60	978.55	24.01
PVP16	T32	73.20	73.20	65.56	63.74	2.49	1521.55	1.16	10.00	0.55	160.60	1648.91	40.46
	T33	73.20	73.20	65.56	63.74	2.49	1521.55	1.16	10.00	0.55	160.60	1535.03	37.67
PVP17	T34	44.40	44.40	65.56	65.33	0.52	2019.55	1.44	10.00	0.55	160.60	976.48	23.96
PVP18	T35	56.43	56.43	65.33	65.05	0.50	2617.57	1.76	10.00	0.55	160.60	1363.53	33.46
	T36	56.43	56.43	65.33	65.05	0.50	2617.57	1.76	10.00	0.55	160.60	1111.34	27.27
PVP19	T37	67.80	67.80	65.05	64.10	1.40	1879.49	1.36	10.00	0.55	160.60	1535.03	37.67
	T38	67.80	67.80	65.05	64.10	1.40	1879.49	1.36	10.00	0.55	160.60	1603.31	39.34
PVP20	T39	44.12	44.12	65.33	65.18	0.34	2481.82	1.69	10.00	0.55	160.60	1066.54	26.17
	T40	46.25	46.25	66.21	65.16	2.27	1006.87	0.84	10.00	0.55	160.60	993.71	24.38
PVP21	T41	53.14	53.14	65.16	64.84	0.60	2250.19	1.56	10.00	0.55	160.60	1299.10	31.88
	T42	53.14	53.14	65.16	64.84	0.60	2250.19	1.56	10.00	0.55	160.60	1188.33	29.16
PVP22	T43	69.94	69.94	64.84	63.78	1.52	1860.71	1.35	10.00	0.55	160.60	1603.31	39.34
	T44	69.94	69.94	64.84	63.78	1.52	1860.71	1.35	10.00	0.55	160.60	1610.21	39.51
PVP23	T45	51.29	51.29	66.21	66.00	0.41	2627.33	1.76	10.00	0.55	160.60	1166.78	28.63
PVP24	T46	55.18	55.18	66.00	65.76	0.43	2760.08	1.83	10.00	0.55	160.60	1390.13	34.11
PVP25	T47	56.23	56.23	65.76	65.17	1.05	1799.90	1.32	10.00	0.55	160.60	3211.48	78.80

FUENTE: PROPIA

Tabla 33. Cálculo de caudales en las cunetas

Tragante	Diseño de tragantes																	
	Qdiseño		So	Sx	Tx	w	n	do	d	k	Q1	Q2	Qw	Qs	QT		Qtg	
	lps	Cfs	m/m	m/m	Ft	Ft	Ft	Ft	Ft		Cfs	Cfs	Cfs	Cfs	Cfs	lps	cfs	lps
T1	34.77	1.23	0.0065	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.66	2.11	0.35	1.77	2.61	4.38	124.00	0.04	1.256
T2	35.57	1.26	0.0064	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.64	2.10	0.35	1.75	2.59	4.35	123.04	0.04	1.246
T3	30.17	1.07	0.0060	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.55	2.03	0.33	1.70	2.51	4.21	119.13	0.04	1.207
T4	59.80	2.11	0.0164	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	4.22	3.36	0.55	2.80	4.15	6.96	196.96	0.07	1.995
T5	22.96	0.81	0.0323	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	5.92	4.71	0.78	3.94	5.83	9.76	276.41	0.10	2.800
T6	33.24	1.17	0.0126	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.70	2.94	0.49	2.46	3.64	6.10	172.64	0.06	1.749
T7	24.27	0.86	0.0140	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.90	3.10	0.51	2.59	3.84	6.43	181.98	0.07	1.843
T8	43.20	1.53	0.0123	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.65	2.91	0.48	2.43	3.60	6.02	170.57	0.06	1.728
T9	47.38	1.67	0.0123	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.65	2.91	0.48	2.43	3.60	6.02	170.57	0.06	1.728
T10	30.36	1.07	0.0335	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	6.03	4.80	0.79	4.01	5.93	9.94	281.50	0.10	2.852
T11	28.86	1.02	0.0183	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	4.46	3.55	0.58	2.96	4.39	7.35	208.06	0.07	2.108
T12	25.59	0.90	0.0309	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	5.79	4.61	0.76	3.85	5.70	9.55	270.36	0.10	2.739
T13	17.37	0.61	0.0671	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	8.53	6.79	1.12	5.67	8.40	14.07	398.40	0.14	4.036
T14	22.12	0.78	0.0322	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	5.91	4.70	0.78	3.93	5.82	9.75	275.99	0.10	2.796
T15	26.24	0.93	0.0314	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	5.84	4.65	0.77	3.88	5.74	9.62	272.54	0.10	2.761
T16	27.08	0.96	0.0081	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.96	2.36	0.39	1.97	2.92	4.89	138.42	0.05	1.402
T17	32.54	1.15	0.0084	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.02	2.40	0.40	2.01	2.97	4.98	140.96	0.05	1.428
T18	29.15	1.03	0.0372	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	6.35	5.06	0.83	4.22	6.25	10.48	296.64	0.11	3.005
T19	10.33	0.36	0.0383	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	6.45	5.13	0.85	4.28	6.34	10.63	300.99	0.11	3.049
T20	35.01	1.24	0.0030	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	1.80	1.44	0.24	1.20	1.78	2.97	84.24	0.03	0.853
T21	8.19	0.29	0.0051	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.35	1.87	0.31	1.56	2.32	3.88	109.84	0.04	1.113
T22	21.53	0.76	0.0665	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	8.49	6.76	1.11	5.65	8.36	14.01	396.62	0.14	4.018
T23	13.46	0.48	0.0665	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	8.49	6.76	1.11	5.65	8.36	14.01	396.62	0.14	4.018
T24	24.18	0.85	0.0356	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	6.22	4.95	0.82	4.13	6.12	10.25	290.19	0.10	2.940
T25	27.39	0.97	0.0095	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.21	2.56	0.42	2.13	3.16	5.29	149.91	0.05	1.519
T26	42.64	1.51	0.0503	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	7.39	5.88	0.97	4.91	7.27	12.18	344.94	0.12	3.494
T28	21.20	0.75	0.0050	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.33	1.85	0.31	1.55	2.29	3.84	108.75	0.04	1.102
T29	34.65	1.22	0.0429	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	6.82	5.43	0.90	4.54	6.71	11.25	318.56	0.11	3.227
T30	30.60	1.08	0.0429	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	6.82	5.43	0.90	4.54	6.71	11.25	318.56	0.11	3.227
T31	24.01	0.85	0.0050	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.33	1.85	0.31	1.55	2.29	3.84	108.75	0.04	1.102
T32	40.46	1.43	0.0249	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	5.20	4.14	0.68	3.46	5.12	8.57	242.69	0.09	2.458
T33	37.67	1.33	0.0249	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	5.20	4.14	0.68	3.46	5.12	8.57	242.69	0.09	2.458
T34	23.96	0.85	0.0052	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.38	1.89	0.31	1.58	2.34	3.92	110.91	0.04	1.123
T35	33.46	1.18	0.0050	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.33	1.85	0.31	1.55	2.29	3.84	108.75	0.04	1.102
T36	27.27	0.96	0.0050	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.33	1.85	0.31	1.55	2.29	3.84	108.75	0.04	1.102
T37	37.67	1.33	0.0140	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.90	3.10	0.51	2.59	3.84	6.43	181.98	0.07	1.843
T38	39.34	1.39	0.0140	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.90	3.10	0.51	2.59	3.84	6.43	181.98	0.07	1.843
T39	26.17	0.92	0.0050	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.33	1.85	0.31	1.55	2.29	3.84	108.75	0.04	1.102
T40	24.38	0.86	0.0227	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	4.96	3.95	0.65	3.30	4.88	8.18	231.72	0.08	2.347
T41	31.88	1.13	0.0060	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.55	2.03	0.33	1.70	2.51	4.21	119.13	0.04	1.207
T42	29.16	1.03	0.0060	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.55	2.03	0.33	1.70	2.51	4.21	119.13	0.04	1.207
T43	39.34	1.39	0.0152	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	4.06	3.23	0.53	2.70	4.00	6.70	189.62	0.07	1.921
T44	39.51	1.40	0.0152	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	4.06	3.23	0.53	2.70	4.00	6.70	189.62	0.07	1.921
T45	28.63	1.01	0.0050	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.33	1.85	0.31	1.55	2.29	3.84	108.75	0.04	1.102
T46	34.11	1.20	0.0050	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	2.33	1.85	0.31	1.55	2.29	3.84	108.75	0.04	1.102
T47	78.80	2.78	0.0105	0.02	11.48	1.48	0.017	0.23	0.45	3.38	2.69	0.44	2.24	3.32	5.57	157.60	0.06	1.596

FUENTE: Propia

Tabla 34. Diseño de tragantes

Tragante	Diseño de tragantes													
	Qdiseño		So	Sx	n	Qw	Qtg		E0	SE	Lt		N tragantes	
	lps	Cfs	m/m	m/m		Cfs	cfs	lps			ft	m	n	long(m)
T1	34.77	1.23	0.0065	0.02	0.017	1.77	0.04	1.256	0.696	0.025	3.82	1.16	1	1.2
T2	35.57	1.26	0.0064	0.02	0.017	1.75	0.04	1.246	0.717	0.025	3.78	1.15	1	1.2
T3	30.17	1.07	0.0060	0.02	0.017	1.70	0.04	1.207	0.628	0.024	3.73	1.14	1	1.2
T4	59.80	2.11	0.0164	0.02	0.017	2.80	0.07	1.995	0.753	0.032	5.18	1.58	2	0.8
T5	22.96	0.81	0.0323	0.02	0.017	3.94	0.10	2.800	0.206	0.027	8.22	2.51	3	0.8
T6	33.24	1.17	0.0126	0.02	0.017	2.46	0.06	1.749	0.478	0.026	5.16	1.57	2	0.8
T7	24.27	0.86	0.0140	0.02	0.017	2.59	0.07	1.843	0.331	0.025	5.63	1.72	2	0.9
T8	43.20	1.53	0.0123	0.02	0.017	2.43	0.06	1.728	0.628	0.028	4.91	1.50	2	0.75
T9	47.38	1.67	0.0123	0.02	0.017	2.43	0.06	1.728	0.689	0.028	4.83	1.47	2	0.75
T10	30.36	1.07	0.0335	0.02	0.017	4.01	0.10	2.852	0.268	0.029	7.97	2.43	3	0.8
T11	28.86	1.02	0.0183	0.02	0.017	2.96	0.07	2.108	0.344	0.026	6.21	1.89	2	0.95
T12	25.59	0.90	0.0309	0.02	0.017	3.85	0.10	2.739	0.235	0.027	7.93	2.42	2	1.2
T13	17.37	0.61	0.0671	0.02	0.017	5.67	0.14	4.036	0.108	0.027	11.78	3.59	3	1.2
T14	22.12	0.78	0.0322	0.02	0.017	3.93	0.10	2.796	0.199	0.026	8.26	2.52	3	0.85
T15	26.24	0.93	0.0314	0.02	0.017	3.88	0.10	2.761	0.239	0.027	7.96	2.43	3	0.8
T16	27.08	0.96	0.0081	0.02	0.017	1.97	0.05	1.402	0.485	0.024	4.33	1.32	2	0.7
T17	32.54	1.15	0.0084	0.02	0.017	2.01	0.05	1.428	0.573	0.025	4.32	1.32	2	0.7
T18	29.15	1.03	0.0372	0.02	0.017	4.22	0.11	3.005	0.244	0.029	8.39	2.56	3	0.8
T19	10.33	0.36	0.0383	0.02	0.017	4.28	0.11	3.049	0.085	0.023	9.74	2.97	3	1
T20	35.01	1.24	0.0030	0.02	0.017	1.20	0.03	0.853	1.031	0.023	2.67	0.81	1	0.8
T21	8.19	0.29	0.0051	0.02	0.017	1.56	0.04	1.113	0.185	0.021	3.71	1.13	1	1.1
T22	21.53	0.76	0.0665	0.02	0.017	5.65	0.14	4.018	0.135	0.029	11.31	3.45	3	1.2
T23	13.46	0.48	0.0665	0.02	0.017	5.65	0.14	4.018	0.084	0.026	12.18	3.71	4	1.1
T24	24.18	0.85	0.0356	0.02	0.017	4.13	0.10	2.940	0.207	0.027	8.51	2.59	3	0.85
T25	27.39	0.97	0.0095	0.02	0.017	2.13	0.05	1.519	0.453	0.024	4.66	1.42	2	0.7
T26	42.64	1.51	0.0503	0.02	0.017	4.91	0.12	3.494	0.307	0.035	8.69	2.65	3	0.9
T28	21.20	0.75	0.0050	0.02	0.017	1.55	0.04	1.102	0.484	0.022	3.52	1.07	1	1.1
T29	34.65	1.22	0.0429	0.02	0.017	4.54	0.11	3.227	0.270	0.032	8.59	2.62	3	0.9
T30	30.60	1.08	0.0429	0.02	0.017	4.54	0.11	3.227	0.238	0.030	8.82	2.69	3	0.9
T31	24.01	0.85	0.0050	0.02	0.017	1.55	0.04	1.102	0.548	0.023	3.49	1.06	1	1
T32	40.46	1.43	0.0249	0.02	0.017	3.46	0.09	2.458	0.414	0.030	6.67	2.03	2	1
T33	37.67	1.33	0.0249	0.02	0.017	3.46	0.09	2.458	0.385	0.030	6.77	2.06	2	1
T34	23.96	0.85	0.0052	0.02	0.017	1.58	0.04	1.123	0.536	0.023	3.56	1.09	1	1.1
T35	33.46	1.18	0.0050	0.02	0.017	1.55	0.04	1.102	0.763	0.024	3.40	1.04	1	1
T36	27.27	0.96	0.0050	0.02	0.017	1.55	0.04	1.102	0.622	0.023	3.46	1.05	1	1
T37	37.67	1.33	0.0140	0.02	0.017	2.59	0.07	1.843	0.513	0.027	5.31	1.62	2	0.8
T38	39.34	1.39	0.0140	0.02	0.017	2.59	0.07	1.843	0.536	0.028	5.27	1.61	2	0.8
T39	26.17	0.92	0.0050	0.02	0.017	1.55	0.04	1.102	0.597	0.023	3.47	1.06	1	1
T40	24.38	0.86	0.0227	0.02	0.017	3.30	0.08	2.347	0.261	0.026	6.99	2.13	2	1.1
T41	31.88	1.13	0.0060	0.02	0.017	1.70	0.04	1.207	0.664	0.024	3.71	1.13	1	1.2
T42	29.16	1.03	0.0060	0.02	0.017	1.70	0.04	1.207	0.607	0.024	3.75	1.14	1	1.2
T43	39.34	1.39	0.0152	0.02	0.017	2.70	0.07	1.921	0.515	0.028	5.46	1.66	2	0.8
T44	39.51	1.40	0.0152	0.02	0.017	2.70	0.07	1.921	0.517	0.028	5.45	1.66	2	0.8
T45	28.63	1.01	0.0050	0.02	0.017	1.55	0.04	1.102	0.653	0.023	3.45	1.05	1	1.1
T46	34.11	1.20	0.0050	0.02	0.017	1.55	0.04	1.102	0.778	0.024	3.39	1.03	1	1
T47	78.80	2.78	0.0105	0.02	0.017	2.24	0.06	1.596	1.240	0.033	4.08	1.24	1	1.2

FUENTE: Propia

Tabla 35. Cálculos hidrológicos en tubería

Calculos Hidrológicos																				
Localización de la tubería				Area		Ic		Hmax.	Hmin	Sc	Sc ^{0.50}	m	Determinación			Tc max	Intensi- dad de pre- cipitación	Coef. de escorre- n- tía	Caudal de diseño	Longit ud (L)
No.	Ubicación	Pozo de visita		local	Acum								m	pies	Ingre so					
		De	A	Ha.	Ha	(m/m)	min.	min.	min.											
1	Av. 1	1	2	0.287	0.287	67.430	221.227	64.300	63.870	0.006	0.080	0.020	5.641	0.000	5.641	10.000	160.600	0.550	0.070	50.490
2	Calle 3 O	2	5	0.321	0.608	48.165	158.022	63.800	63.320	0.010	0.100	0.020	4.264	0.505	4.769	10.000	160.600	0.550	0.149	
3	Av. 2	3	2	0.243	0.243	67.010	219.849	65.980	65.120	0.013	0.113	0.020	4.721	0.000	4.721	10.000	160.600	0.550	0.060	45.840
4	Calle 3 E	2	5	0.223	0.466	48.165	158.022	65.060	63.320	0.036	0.190	0.020	3.090	0.189	3.279	10.000	160.600	0.550	0.114	
																		Suma	0.263	43.000
5	Calle 1	4	5	0.369	0.369	93.700	307.415	64.000	62.920	0.012	0.107	0.020	5.735	0.000	5.735	10.000	160.600	0.550	0.091	55.780
6	Calle 3 O	5	9	0.241	0.610	55.780	183.005	62.920	61.100	0.033	0.181	0.020	3.411	0.232	3.644	10.000	160.600	0.550	0.150	
7	Calle 1	6	5	0.197	0.197	57.020	187.073	65.050	63.160	0.033	0.182	0.020	3.435	0.000	3.435	10.000	160.600	0.550	0.048	31.460
8	Calle 3 E	5	9	0.175	0.372	55.780	183.005	63.160	60.980	0.039	0.198	0.020	3.261	0.172	3.432	10.000	160.600	0.550	0.091	
																		Suma	0.504	42.000
9	Calle 2	11	10	0.174	0.174	85.060	279.068	66.000	63.260	0.032	0.179	0.020	4.226	0.000	4.226	10.000	160.600	0.550	0.043	33.560
10	Calle 2	10	9	0.210	0.384	33.560	110.105	63.260	62.060	0.036	0.189	0.020	2.586	0.237	2.823	10.000	160.600	0.550	0.094	34.410
11	Calle 3 E	9	DESCARGA	0.143	0.527	34.410	112.894	62.060	59.960	0.061	0.247	0.020	2.291	0.264	2.555	10.000	160.600	0.550	0.129	
12	Calle 2	7	8	0.243	0.243	65.960	216.404	62.800	62.140	0.010	0.100	0.020	4.985	0.000	4.985	10.000	160.600	0.550	0.060	54.000
13	Calle 2	8	9	0.161	0.404	54.000	177.165	62.140	60.200	0.036	0.190	0.020	3.276	0.410	3.687	10.000	160.600	0.550	0.099	65.800
14	Calle 3 O	9	DESCARGA	0.176	0.580	65.830	215.978	60.200	59.960	0.004	0.060	0.020	6.409	0.304	6.713	10.000	160.600	0.550	0.142	
																		Suma	0.634	40.000
16	Av. 3	40	21	0.206	0.206	46.250	151.739	65.330	65.160	0.004	0.061	0.020	5.361	0.000	5.361	10.000	160.600	0.550	0.051	53.140
17	Av. 3	21	20	0.249	0.455	53.140	174.344	65.160	64.850	0.006	0.076	0.020	5.120	0.752	5.872	10.000	160.600	0.550	0.112	69.950
18	Av. 3	20	DESCARGA	0.321	0.776	69.950	229.495	64.850	63.810	0.015	0.122	0.020	4.649	0.190	4.839	10.000	160.600	0.550	0.190	25.000
19	Calle 6	17	18	0.098	0.098	44.450	145.833	65.560	65.330	0.005	0.072	0.020	4.825	0.000	4.825	10.000	160.600	0.550	0.024	56.420
20	Calle 6	18	19	0.247	0.345	56.420	185.105	65.330	65.040	0.005	0.072	0.020	5.445	0.765	6.211	10.000	160.600	0.550	0.085	67.780
21	Calle 6	19	DESCARGA	0.305	0.650	67.780	222.375	65.040	64.070	0.014	0.120	0.020	4.620	0.515	5.135	10.000	160.600	0.550	0.160	30.000
22	Calle 5	15	16	0.098	0.098	44.450	145.833	65.780	65.560	0.005	0.070	0.020	4.879	0.000	4.879	10.000	160.600	0.550	0.024	73.200
23	Calle 5	16	DESCARGA	0.318	0.416	73.200	240.157	65.560	63.640	0.026	0.162	0.020	4.127	0.393	4.520	10.000	160.600	0.550	0.102	15.000
24	Calle Acces	23	24	0.117	0.117	51.290	168.274	66.210	65.990	0.004	0.065	0.020	5.432	0.000	5.432	10.000	160.600	0.550	0.029	55.180
25	Calle Acces	24	25	0.139	0.256	55.100	180.774	65.990	65.780	0.004	0.062	0.020	5.799	0.884	6.683	10.000	160.600	0.550	0.063	65.080
26	Av. 2	25	12	0.321	0.577	65.080	213.517	65.780	65.030	0.012	0.107	0.020	4.779	0.524	5.303	10.000	160.600	0.550	0.142	44.250
27	Av. 1	12	13	0.321	0.577	65.080	213.517	65.780	65.030	0.012	0.107	0.020	4.779	0.483	5.262	10.000	160.600	0.550	0.142	44.450
28	Calle 4	13	14	0.086	0.663	44.45	145.833	66.000	65.780	0.005	0.070	0.020	4.879	0.541	5.420	10.000	160.600	0.550	0.163	60.200
29	Calle 4	14	DESCARGA	0.266	0.929	60.200	197.507	65.780	63.200	0.043	0.207	0.020	3.310	0.110	3.420	10.000	160.600	0.550	0.228	25.000

FUENTE: Propia

Tabla 36. Cálculos hidráulicos en tubería

Calculos Hidraulicos de la Tuberia																
Ubicación	Pozo de visita		Qdis	S terreno	S dis	D		A	R	V	Q	Qdis/QII	VII	d/D	Vd	h
	De	A	m³/s	m/m	m/m	plg	mm	m²	m	m/s	m³/s	%	%	%	m/s	m
Av. 1	1	2	0.07	0.010	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	10.9%	65%	22.34%	1.419	0.134
Av. 2	3	2	0.06	0.038	3.000	24.000	600.000	0.292	0.152	3.801	1.109	5.4%	100%	15.81%	3.801	0.095
Calle 3 E	2	5	0.263	0.053	4.000	24.000	600.000	0.292	0.152	4.389	1.281	20.5%	71%	30.72%	3.125	0.184
Calle 1	4	5	0.091	0.034	3.000	24.000	600.000	0.292	0.152	3.801	1.109	8.2%	79%	19.34%	3.011	0.116
Calle 1	6	5	0.048	0.069	3.450	24.000	600.000	0.292	0.152	4.077	1.190	4.0%	100%	13.75%	4.077	0.083
Calle 3 E	5	9	0.504	0.025	1.500	30.000	750.000	0.456	0.191	3.119	1.422	35.4%	82%	41.10%	2.554	0.308
Calle 2	11	10	0.043	0.038	3.000	24.000	600.000	0.292	0.152	3.801	1.109	3.9%	58%	13.48%	2.212	0.081
Calle 2	10	9	0.094	0.059	4.000	24.000	600.000	0.292	0.152	4.389	1.281	7.3%	58%	18.30%	2.524	0.11
Calle 2	7	8	0.06	0.036	3.000	24.000	600.000	0.292	0.152	3.801	1.109	5.4%	70%	15.81%	2.672	0.095
Calle 2	8	9	0.099	0.006	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	15.5%	100%	26.61%	2.195	0.16
Calle 3 O	9	DESCARGA	0.634	0.034	3.000	30.000	750.000	0.456	0.191	4.411	2.012	31.5%	76%	38.56%	3.343	0.289
Av. 3	40	21	0.051	0.006	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	8.0%	71%	19.05%	1.551	0.114
Av. 3	21	20	0.112	0.015	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	17.5%	100%	28.29%	2.195	0.17
Av. 3	20	DESCARGA	0.19	0.014	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	29.7%	81%	37.36%	1.773	0.224
Calle 6	17	18	0.024	0.005	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	3.7%	56%	13.24%	1.228	0.079
Calle 6	18	19	0.085	0.015	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	13.3%	100%	24.64%	2.195	0.148
Calle 6	19	DESCARGA	0.16	0.010	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	25.0%	82%	34.08%	1.800	0.205
Calle 5	15	16	0.024	0.025	2.000	24.000	600.000	0.292	0.152	3.104	0.906	2.6%	100%	11.20%	3.104	0.067
Calle 5	16	DESCARGA	0.102	0.036	3.000	24.000	600.000	0.292	0.152	3.801	1.109	9.2%	70%	20.30%	2.645	0.122
Calle Acces	23	24	0.029	0.004	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	4.5%	56%	14.49%	1.227	0.087
Calle Acces	24	25	0.063	0.011	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	9.8%	64%	20.30%	1.408	0.122
Av. 2	25	12	0.142	-0.022	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	22.2%	70%	32.02%	1.534	0.192
Av. 1	12	13	0.142	0.005	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	22.2%	84%	32.02%	1.854	0.192
Calle 4	13	14	0.163	0.043	3.000	24.000	600.000	0.292	0.152	3.801	1.109	14.7%	100%	25.92%	3.801	0.156
Calle 4	14	DESCARGA	0.228	0.012	1.000	24.000	600.000	0.292	0.152	2.195	0.641	35.6%	100%	41.22%	2.195	0.247

FUENTE: Propia

Tabla 37. Cálculos topográficos en tubería

Cálculos Topográficos de la Red Pluvial																				
Ubicación	Pozo de visita		Long	Hmax	Hmin	S terreno	Sdis	Diametro		Elevacion de corona		Elevacion invert		Prof. a corona		Prof. de excavación		Caida calculada (m)	Caida prop (m)	TIPO DE PV A. ARRIBA
	De	A	m	m	m	m/m	%	plg	mm	A. arr (m)	A.ab (m)	A. arr (m)	A.ab (m)	A. arr (m)	A.ab (m)	A. arr (m)	A.ab (m)			
Av. 1	1	2	50.54	63.83	63.32	0.01	1.00	24.00	600.00	61.830	61.325	61.230	60.725	2.000	1.995	2.600	2.595	0.026	0.030	NORMAL
Av. 2	3	2	45.80	65.06	63.32	0.04	3.00	24.00	600.00	63.060	61.686	62.460	61.086	2.000	1.634	2.600	2.234	0.184	0.184	NORMAL
Calle 3	2	5	43.00	63.32	61.05	0.05	4.00	24.00	600.00	61.295	59.575	60.695	58.975	2.025	1.475	2.625	2.075	0.125	0.125	NORMAL
Calle 1	4	5	55.78	62.92	61.05	0.03	3.00	24.00	600.00	61.170	59.497	60.570	58.897	1.750	1.553	2.350	2.153	0.116	0.116	NORMAL
Calle 1	6	5	31.46	63.23	61.05	0.07	3.45	24.00	600.00	61.230	60.145	60.630	59.545	2.000	0.905	2.600	1.505	0.212	0.212	CON CAIDA
Calle 3 E	5	9	43.00	61.05	59.96	0.03	1.50	30.00	750.00	59.381	58.736	58.631	57.986	1.669	1.224	2.419	1.974	0.083	0.083	NORMAL
Calle 2	11	10	33.56	63.26	62.00	0.04	3.00	24.00	600.00	61.260	60.253	60.660	59.653	2.000	1.747	2.600	2.347	0.062	0.062	NORMAL
Calle 2	10	9	34.41	62.00	59.96	0.06	4.00	24.00	600.00	60.191	58.815	59.591	58.215	1.809	1.145	2.409	1.745	0.081	0.081	CON CAIDA
Calle 2	7	8	54.00	62.14	60.20	0.04	3.00	24.00	600.00	60.290	58.670	59.690	58.070	1.850	1.530	2.450	2.130	0.091	0.091	NORMAL
Calle 2	8	9	42.00	60.20	59.96	0.01	1.00	24.00	600.00	58.579	58.159	57.979	57.559	1.621	1.801	2.221	2.401	0.061	0.061	NORMAL
Calle 3 O	9	DESCARGA	40.00	59.96	58.60	0.03	3.00	30.00	750.00	58.098	56.898	57.348	56.148	1.862	1.702	2.612	2.452	0.143	0.143	NORMAL
Av. 3	40	21	53.14	65.16	64.84	0.01	1.00	24.00	600.00	63.410	62.879	62.810	62.279	1.750	1.961	2.350	2.561	0.031	0.031	NORMAL
Av. 3	21	20	69.95	64.84	63.81	0.01	1.00	24.00	600.00	62.848	62.148	62.248	61.548	1.992	1.662	2.592	2.262	0.061	0.061	NORMAL
Av. 3	20	DESCARGA	25.00	63.81	63.45	0.01	1.00	24.00	600.00	62.087	61.837	61.487	61.237	1.723	1.613	2.323	2.213	0.040	0.040	NORMAL
Calle 6	17	18	56.42	65.33	65.05	0.00	1.00	24.00	600.00	63.580	63.016	62.980	62.416	1.750	2.034	2.350	2.634	0.019	0.030	NORMAL
Calle 6	18	19	67.78	65.05	64.01	0.02	1.00	24.00	600.00	62.986	62.308	62.386	61.708	2.064	1.702	2.664	2.302	0.061	0.061	NORMAL
Calle 6	19	DESCARGA	30.00	64.01	63.70	0.01	1.00	24.00	600.00	62.247	61.947	61.647	61.347	1.763	1.753	2.363	2.353	0.041	0.041	NORMAL
Calle 5	15	16	73.20	65.56	63.74	0.02	2.00	24.00	600.00	63.810	62.346	63.210	61.746	1.750	1.394	2.350	1.994	0.123	0.123	NORMAL
Calle 5	16	DESCARGA	15.00	63.74	63.20	0.04	3.00	24.00	600.00	62.223	61.773	61.623	61.173	1.517	1.427	2.117	2.027	0.089	0.089	NORMAL
Calle Acceso	23	24	55.18	65.99	65.77	0.00	1.00	24.00	600.00	64.490	63.938	63.890	63.338	1.500	1.832	2.100	2.432	0.019	0.030	NORMAL
Calle Acceso	24	25	65.08	65.77	65.03	0.01	1.00	24.00	600.00	63.908	63.257	63.308	62.657	1.862	1.773	2.462	2.373	0.025	0.030	NORMAL
Av. 2	25	12	44.25	65.03	66.00	-0.02	1.00	24.00	600.00	63.227	62.785	62.627	62.185	1.803	3.215	2.403	3.815	0.030	0.030	NORMAL
Av. 1	12	13	44.45	66.00	65.78	0.00	1.00	24.00	600.00	62.755	62.310	62.155	61.710	3.245	3.470	3.845	4.070	0.044	0.044	NORMAL
Calle 4	13	14	60.20	65.78	63.20	0.04	3.00	24.00	600.00	62.266	60.460	61.666	59.860	3.514	2.740	4.114	3.340	0.184	0.184	CON CAIDA
Calle 4	14	DESCARGA	25.00	63.20	62.90	0.01	1.00	24.00	600.00	60.276	60.026	59.676	59.426	2.924	2.874	3.524	3.474	0.061	0.061	NORMAL

FUENTE: Propia

5.6. Resumen de todas las obras propuestas

Se muestran las siguientes obras constructivas que serán necesarias para cumplir las expectativas del diseño así cumplir con las necesidades la población.

5.6.1. Sistema de agua potable

➤ Tubería

Todas las tuberías serán de Cloruro de Polivilo (PVC) clase SRD – 26. A continuación se muestra el cuadro 8 las longitudes de tuberías, diámetros y accesorios empleadas para el diseño.

Cuadro 8. Resumen de cantidad de tuberías.

LINEA DE CONDUCCION		
Tuberia PVC clase SDR 26	Diámetro	Longitud
	(mm)	(m)
	150	1464.97
RED DE DISTRIBUCION		
Tuberia PVC clase SDR 26	Diámetro	Longitud
	(mm)	(m)
	100	219.25
	75	83.38
	50	490.7

FUENTE: Propia.

➤ Válvulas

En el diseño del sistema de agua potable se propusieron elementos que asegurarán un óptimo desempeño de la red y la línea de conducción. Siendo estas tantas válvulas de compuerta de diámetro tal, tantas válvulas de limpieza o de aire de diámetro tal, todas estas ubicadas en la red de distribución. Para la línea de conducción se emplearon 3 válvulas de limpieza 150mm de diámetro, 3 válvulas de presión de 150mm de diámetro.

5.6.2. Alcantarillado sanitario

Todo el tendido de tuberías será de Cloruro de Polivinilo (PVC) clase SDR – 41, en toda la red de recolección pública se calculó un total de 2184.06m de 150mm.

➤ Pozos de visita

El sistema está compuesto por 37 pozos de visitas construidos ubicados en todo cambio de dirección, en la intersección de dos o más colectoras y en los tramos iniciales como pozos cabeceros, y de manera que los alineamientos en la red pública no excedieran los 100m de longitud.

Los pozos de visita están construidos de ladrillo cuarterón rojo, con una retorta de concreto de 15cm, esta retorta tiene media caña con el fin de dirigir el sentido del flujo. Las profundidades varían 1.65m como profundidad mínima y 2.88m como profundidad máxima.

5.6.3. Sistema de tratamiento de aguas residuales

5.6.3.1. Estación de bombeo de aguas residuales

La de bombeo se consideró debido a que la planta de tratamiento se encuentra ubicada a 3.33 m por encima del nivel de agua del PVS 1 de la red de alcantarillado sanitario.

La estación de bombeo está constituida por 3 cámaras en la primera se ubica una válvula de pase de Ø6" y un canal para transportar el caudal y una reja, en la segunda se encuentran las bombas con sus respectivos sensores de encendido y apagado, esta cámara es conocida como cárcamo, la última cámara es una caja seca donde se encuentran un sistema de válvulas.

La bomba a utilizar es de tipo sumergible con rodete que funciona dentro de pozo cárcamo con dimensiones 0.9 m x 0.9 m y 0.804 de profundidad.

5.6.3.2. *tratamientos preliminares*

➤ Canal de entrada

El canal de ingreso del último pozo al sistema de tratamiento tiene una longitud de 6m, con una altura de 0.50m. El canal tiene la capacidad de transportar un caudal de diseño de 6.04 l/s a una velocidad de 0.59 m/s, velocidad que se encuentra dentro del rango establecido, lo cual no permite que se formen sedimentos en el fondo del canal

➤ Rejas de limpieza manual

Poseen las mismas dimensiones de altura y ancho de canal, con inclinaciones de 35 grados. Tienen una velocidad de paso que va de 0.76 m/s y 0.59 m/s, las cuales se encuentran dentro de los rangos permitidos

➤ Desarenador

Se encuentra a una distancia de 1 m después de las rejas, tienen una longitud de 0.86m un ancho de 0.50m equivalente al ancho del canal de entrada, tienen una altura total desde el fondo de la tolva hasta la parte superior del muro del canal de 0.84m, cabe mencionar que se construyen 2 unidades paralelas por motivos de mantenimiento. El Desarenador tiene la función de sedimentar material superior a los 20mm de las aguas que pasarán a una velocidad de 0.30 m/s esperando así un volumen de 0.015m³.

➤ Cajas

Estas son construidas con el fin de recolectar y distribuir uniformemente el caudal a cada unidad del sistema de tratamiento, se construirán 2 cajas distribuidas y dimensionadas de la siguiente manera:

- 1 caja de 1m * 1m * 0.90m, esta caja estará ubicada en la entrada del canal de ingreso a la planta de tratamiento, en su interior posee una pantalla reductora de velocidad de flujo.

- 1 caja de 1m * 1m * 0.90m, esta caja estará ubicada en el ingreso al tanque séptico, luego a partir de allí las aguas son conducidas por tuberías de 4 pulgadas a la entrada del tanque séptico.

5.6.3.3. Tratamiento primario

➤ Tanque séptico

Se propusieron 3 tanques que estarán construido de concreto hidráulico en su totalidad y en su mayoría por debajo de la superficie. Sus dimensiones se encuentran diseñadas de tal manera que se procese la mayor cantidad de aguas contaminadas.

Los parámetros empleados para su diseño fueron obtenidos de la normativa INAA, pero el cálculo de las dimensiones se hizo con base a las guías de diseño del OPS/CEPIS.

5.6.3.4. Tratamiento secundario

➤ Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)

Siendo una de las mejores combinaciones de tratamiento entre las alternativas se tomó en cuenta como tratamiento secundario el empleo del FAFA, ya que tiene menor ocupación de área con respecto a la comparación con la alternativa 2, y además que es una recomendación de diferentes normas para su uso en comunidades alejadas y donde se requiera la menor cantidad de recursos energéticos.

Se propuso el mismo número de unidades que en el tratamiento primario para reducir las longitudes y que la planta se lo más compacta posible. Será construida completamente de concreto estructural, este estará enterrado y contiguo a los tanques sépticos.

5.6.4. Red de alcantarillado pluvial

La red de drenaje pluvial inicia por medio de las cunetas, las cuales trabajan como canales y su función es captar el escurrimiento pluvial, en algunos casos no es necesario la ubicación de tragantes ya que la cuneta cumple con la tarea de escurrir el agua que capta, en casos contrarios se propone colocar tragantes, dando un total de 47 tragantes, estos debido a las fuertes pendientes que presenta el lugar, deberán ser mixtos. Los tragantes estarán conectados a los pozos de visita pluvial (P.V.P) por medio de tuberías de 21" de diámetro estos cuentan con una longitud total 221.73 m. Los pozos situados en el diseño tienen una altura de 1.5 m a 3 m con un total de 25 pozos, estos están interconectados con tubería de 24" con una longitud de 1075.2 m y de 30" con una longitud de 78 m. Los sitios de descarga cuentan con su cabezal de descarga pluvial.

➤ Vados

Estos permitirán el paso del flujo en avenidas entre una esquina aguas arriba con la esquina aguas abajo asemejando a un canal triangular, estos estarán hechos del mismo material de la calzada y será conformado manualmente con un ancho total de 1.0 m y con una pendiente transversal mínima del 10%, su pendiente longitudinal tendrá la misma pendiente al de la avenida correspondiente.

➤ Cunetas

Las cunetas son las depresiones en los extremos de las vías de las calles o calzadas, son elementos diseñados para recolectar el escurrimiento pluvial que drena superficialmente, estas se proponen con un tirante de 0.20 m y una sección transversal de 0.60 m, hechas de concreto con resistencia de 210 Kg /cm².

➤ Tragantes

Las dimensiones de sus aberturas están expresadas en las tablas de cálculo en el capítulo de resultados, más ambas aberturas ya sea que sean tragantes en avenidas o en calle central tendrán una misma caja de tragante, por lo que se considerara como un tragante de doble abertura lateral.

➤ **Pozos con caída**

Estos pozos debido a las condiciones físicas del flujo que llegan a ellos ameritaran de la conformación de gradas internas para la reducción de la energía cinética del flujo entrante, las alturas de caídas estarán conforme a las alturas o caídas expresadas en la tabla topográfico de alcantarillado pluvial expuesto en el capítulo de Anexos, estas gradas tendrán una huella de 0.4 m y una contra huella de 0.4 m, su conformación podrá hacerse de concreto reforzado o de mampostería con acabado rústico.

5.7. Resumen de costos y presupuestos

5.7.1. Resumen de costo de sistema de agua potable

- **Línea de conducción**

La línea de conducción propuesta para el diseño tiene un diámetro de 150mm y tiene una longitud total de 1494.67m. El costo total de ejecución es de C\$ 2, 049,077.58. (Ver anexo B – 1).

- **Red de distribución**

La red de distribución consta de 793.33m de tubería con diámetros variables, el costo de esta obra es de C\$ 906,247.91. (Ver Anexo B – 2)

5.7.2. Resumen de costo de sistema de alcantarillado sanitario

La red está conformada por tubería SDR – 41 de 150mm de diámetro, la red tiene una longitud total 2184.06m y está compuesta de 37 pozos de visita. La obra completa tiene un costo total de C\$ 4, 266,761.66. (Ver anexo B – 3)

5.7.3. Resumen de costo de sistema de tratamiento

La alternativa seleccionada corresponde a la alternativa 1 la cual tiene un costo de C\$ 2, 031,096.48. (Ver Anexo B – 4, B – 5, B – 6, B - 7)

Cuadro 9. Resultados de costo de alternativa 1.

Alternativa No.	Descripción	Costo	
		Per cápita	Total
1	Preliminares	C\$ 47.59	C\$ 68,524.69
	Tanque Séptico	C\$ 272.18	C\$ 391,943.98
	Lecho de secado	C\$ 104.38	C\$ 150,307.29
	FAFA	C\$ 1,111.76	C\$ 1,600,937.33
	Total	C\$ 1,535.91	C\$ 2,211,713.30
		\$49.55	\$71,345.59

FUENTE: Propia

5.7.4. Resumen de obra propuesta de alcantarillado pluvial

La red de alcantarillado pluvial cuenta con tragante de mampostería confinada, tuberías de 21”, 24” y 30” de concreto reforzado, pozos de visitas pluvial serán de ladrillo de cuarterón y base de concreto y su cabezal de descarga de concreto reforzado. (Ver anexo B – 8)

CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

1. Las pruebas de presión realizadas in-situ se compararon con las facilitadas en factibilidad de conexión de ENACAL, encontrándose que los resultados han sido correctos, obteniendo presiones máximas de 49.28mca y presiones mínimas de 21.12mca, valores se ajustan a los parámetros establecidos por INAA. A partir de estos resultados se dimensionaron los elementos que conforman la línea de conducción.
2. Con los datos topográficos, información de cantidad de lotes y presión residual de salida en la línea de conducción, se trazó y diseñó la red de distribución de agua potable, siendo esta simulada en el programa EPANET bajo las condiciones más desfavorables que se puedan presentar, obteniéndose presiones y velocidades que cumplen con los parámetros establecidos en la normativa INAA.
3. La red de recolección de aguas residuales se ajustó a la topografía del sitio y se designó la ruta de la red principal, disminuyéndose así grandes cantidades de obras de movimiento de tierra y lográndose que en su totalidad la red drene por gravedad. Todos los diámetros propuestos tienen la capacidad de recolectar el caudal al fin del período de diseño y cumplen con las Normas del INAA.
4. Se propusieron alternativas de sistemas de tratamiento, donde se evaluaron aspectos importantes para la selección, como; ocupación de área, técnico económico y calidad de efluente, considerando de este análisis que la alternativa 1 (3 tanques sépticos como tratamiento primario y 3 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente como tratamiento secundario), es la más factible en lo referente a técnico económico , en cuanto a calidad de efluente

esta posee valores un poco más alto que la alternativa 1, pero los resultados aún están por debajo a los valores establecidos por INAA.

5. La red de drenaje pluvial se trazó según la topografía del terreno, el caudal será captado por cunetas hacia los tragantes que descargarán hacia pozos de visitas pluviales conectados por medio de tubos de concreto reforzado para ser descargado al cuerpo receptor de agua. Los cálculos y parámetros se tomaron del reglamento de drenaje pluvial de la alcaldía de Managua (velocidad de flujo, pendiente, tiempos de concentración, etc.) logrando que la red tenga un comportamiento óptimo y eficiente.

6.2 Recomendaciones

- El uso y mantenimiento del sistema es el factor más importante a considerar una vez ejecutado el proyecto, ya que de ello dependerá la eficacia de la inversión.
- Dar seguimiento y monitoreo a los trabajos de ingeniería que se realicen; así como desarrollar pruebas de presión para garantizar el suministro y consumo de agua potable de forma efectiva.
- Control y seguimiento de cada una de las variables hidráulicas diseñadas para el desarrollo de la red entre esta la altura, velocidades de flujo de agua, orientación y dirección de agua, etc.
- En caso de que existan zonas que aporten flujo de agua a la urbanización construir pozos de infiltración en lugares estratégicos para evitar inundación y no provocar daños.

BIBLIOGRAFIA

- ❖ Alcaldía de Managua. (2012). Reglamento de drenaje pluvial para el área del municipio de Managua. Managua, Nicaragua.
- ❖ Alcaldía de Managua. (Noviembre 2011). Características Generales De Los Distritos De Managua. Managua.
- ❖ Corcho Romero, F., Duque Serna, J. I. (2005). *Acueductos: teoría y diseño* (Tercera ed.). Universidad de Medellín, Colombia: Sello Editorial.
- ❖ Hilleboe, H. E. (1986). *Manual de tratamiento de aguas negras*. Nueva York: limusa.
- ❖ INAA. (2004). Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales. Managua: Hispamer.
- ❖ INAA. (1976). Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales. Managua: Hispamer.
- ❖ Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. Ente regulador. (2009). *Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua* (Vols. NTON 09 003-99). Managua, Nicaragua.
- ❖ Linsley, R. K., Franzini, J. B. (1977). *Ingeniería de los recursos hídricos* (Segunda ed.). McGraw - Hill.
- ❖ OPS/CEPIS. (2005). Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado. Lima: UNATSABAR.

ANEXOS

ANEXO A

CUADROS Y FIGURAS

ANEXO A-1 CARTA DE APROBACION DE FACTIBILIDAD DE CONEXIÓN


GOBIERNO DE RECONCILIACIÓN
"El Pueblo, Presidente!" ENACAL
2016 EN BUENA ESPERANZA EN VICTORIAS!

VENTANILLA ÚNICA DE LA CONSTRUCCIÓN
Email: tecnica.vu@encal.com.ni Email: ventanillaunica@encal.com.ni

Licenciado Managua, 14 de mayo del 2016
JOSÉ A. ALONSO LÓPEZ
Resp. VUV-INVUR
Telf.: 2266-6112 /14
Sus Manos

**CARTA APROBACIÓN DE FACTIBILIDAD DE CONEXIÓN AL SISTEMA DE A.P.
PROY.: "URBANIZACIÓN AHMED CAMPOS"**
Municipio de Juigalpa, Depto. de Chontales

Estimado Lic. Alonso:

Adjunto a la presente encontrará los resultados de la medición de Presiones Residuales efectuada en tubería existente de **Ø8" de PVC** de ENACAL, localizada en el costado Este del mercado Mayales (costado Norte de la carretera Managua - Rama) y aproximadamente a 1.8 Km del sitio del proyecto, a fin de que dichos resultados sean tomados en cuenta en los análisis hidráulicos del sistema de agua potable a proponer para el proyecto en referencia, el cual está localizado en el sector Sur del casco urbano de la ciudad de Juigalpa, perteneciente al departamento de Chontales; consistente de **240 lotes** para la construcción de igual número de viviendas, con área promedio estimado del lote de 144.00 m², le comunicamos lo siguiente:

De acuerdo a los resultados de la medición de presiones residuales, los cuales varían de **70.00 PSI** la mínima a **92.00 PSI** la máxima, se aprueba la factibilidad de conexión al sistema de agua potable del ENACAL al proyecto. En dependencia de los resultados de los análisis hidráulicos, ENACAL podrá exigir o recomendar la instalación de tanque de almacenamiento individual o colectivo para el abastecimiento continuo de la población futura.

El diseño del sistema de Agua Potable deberá realizarlo un ingeniero civil preferiblemente hidrosanitario, con Licencia de Operación del **MTI** vigente. Deberá remitirnos una copia de la Memoria de diseño y un juego de Planos Constructivos para su revisión y aprobación, así como copia de la Licencia de Operación del diseñador, de la Escritura de la Propiedad debidamente inscrita y de la Declaratoria de Vivienda de Interés Social (**DVIS**) en caso de solicitar la misma al **INVUR**.

El juego de planos constructivos deberá de estar compuesto de las siguientes láminas y en tamaño de 55 cm x 88 cm:

1. Carátula.
2. Plano Topográfico con curvas de nivel a cada metro y su Tabla de Derroteros.
3. Plano de Lotificación indicando el área de cada lote.
4. Plano de la Red de Distribución propuesta con sus Notas Generales y Simbología.
5. Planos Planta – Perfil de la Línea de Conducción en escalas de: 1:50 la Vertical y 1:500 la Horizontal.
6. Plano de Detalles Generales (instalación de válvulas, hidrantes, conexión domiciliar, etc.).

Dado que ENACAL no cuenta con infraestructura de **Alcantarillado Sanitario** en el sector donde se ubica el proyecto, deberá obtener el Permiso Ambiental de **MARENA** para el sistema de recolección, evacuación, tratamiento y disposición final de las aguas negras. Dicho sistema deberá cumplir con la Norma: **NTON 05 027-05 (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense para Regular los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales y su Reuso)**. Este Permiso Ambiental es requisito para que ENACAL pueda aprobar el diseño del sistema de agua potable a su proyecto.

 **NICARAGUA DE VICTORIA EN VICTORIA!** **CRISTIANA, SOCIALISTA, SOLIDARIA!**
EMPRESA NICARAGUENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS SANITARIOS
ENACAL
Managua, Nicaragua, Módulos Nuevos, 35 Av. S.O., Contiguo al Hospital Aldo Chavarría, PBX: 2253-8000, Ext.:2135

ANEXO A-2 RESULTADOS DE MEDICION DE PRESIONES (ENACAL)ANEXO A



Gobierno de Reconciliación
y Unidad Nacional
El Pueblo, Presidente!



2016
*Nuevos
cambios*
EN BUENA
ESPERANZA
EN VICTORIAS!

VENTANILLA ÚNICA DE LA CONSTRUCCIÓN

Email: tecnica.vu@encal.com.ni Email: ventanillaunica@encal.com.ni

Proyecto: "Urb. Ahmed Campos", municipio de Juigalpa, Depto. de Chontales.

Pág. 3/3

PROYECTO: "URB. AHMED CAMPOS", CIUDAD DE JUIGALPA, CHONTALES

RESULTADOS DE LA MEDICIÓN DE PRESIONES RESIDUALES

PERIODO: DEL 03/05/16 AL 09/05/16

FECHA	PRESIÓN MÍNIMA (PSI)	PRESIÓN MÁXIMA (PSI)
02/05/16	75.00	90.00
03/05/16	70.00	80.00
04/05/16	75.00	90.00
05/05/16	72.00	90.00
06/05/16	70.00	85.00
07/05/16	75.00	92.00
09/05/16	80.00	90.00



**NICARAGUA
DE VICTORIA
EN VICTORIA!**

CRISTIANA, SOCIALISTA, SOLIDARIA!

EMPRESA NICARAGUENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS SANITARIOS
ENACAL

Managua, Nicaragua, Módulos Nuevos, 35 Av. S.O., Contiguo al Hospital Aldo Chavarría, PBX: 2253-8000, Ext.:2135

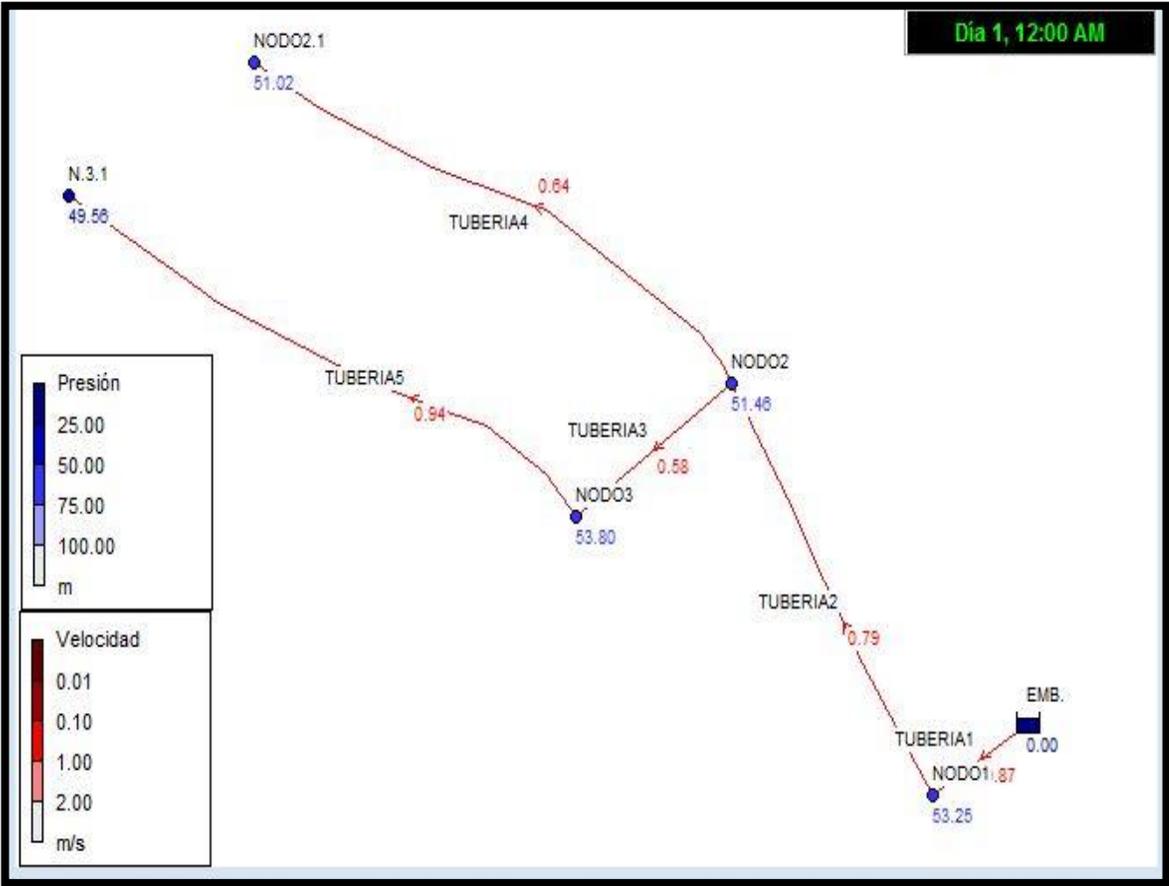
Anexo - 3. DATOS DE INTENSIDAD DE LLUVIA DE INETER

Esta+E7:L29ción	JUIGALPA / JUIGALPA				Código:	69034	
Departamento:	JUIGALPA				Municipio:	JUIGALPA	
Latitud:	12°06'00"				Longitud:	85°22'00"	
Años:	1982-2016				Elevación:	90	msnm
Parámetro:	Temperatura Mínima Absoluta (C°)				Tipo:	HMP	
INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES ORDENADAS							
DURACION EN MINUTOS							
m	5	10	15	30	60	120	360
1	103.2	68.4	63.6	43.3	25.0	14.0	7.2
2	116.4	82.0	76.0	45.8	29.7	18.6	7.3
3	117.6	102.3	78.0	48.0	30.5	19.0	7.4
4	120.0	103.2	80.0	58.2	33.6	19.3	7.4
5	120.0	106.2	80.0	58.2	34.9	20.1	8.0
6	120.0	108.0	81.2	58.8	35.8	20.4	8.2
7	121.2	109.2	82.4	59.6	37.9	21.6	8.5
8	121.2	111.0	92.4	62.6	38.0	21.9	8.6
9	121.2	113.6	96.4	63.8	40.2	22.0	8.6
10	122.4	114.0	99.5	66.2	41.0	23.0	8.9
11	123.6	114.0	99.6	67.6	42.0	23.2	9.1
12	124.8	114.0	100.8	67.8	43.0	24.0	9.2
13	135.6	115.2	101.6	69.0	43.3	25.1	9.6
14	138.0	115.8	104.0	69.8	44.6	25.8	10.6
15	142.8	116.4	106.0	75.6	45.4	26.7	11.3
16	144.0	118.2	107.2	77.0	47.5	26.8	12.0
17	148.8	118.8	107.6	77.2	47.9	27.2	12.3
18	152.4	119.4	108.0	77.6	48.1	27.4	12.3
19	153.6	120.0	108.8	77.6	48.1	29.0	12.5
20	154.5	120.0	109.6	78.4	48.3	29.1	13.1
21	156.0	120.0	110.0	78.8	49.9	29.7	13.1
22	162.0	120.0	110.8	80.0	53.8	30.7	13.3
23	171.6	129.0	112.0	80.0	54.2	31.0	13.6
24	189.6	129.6	113.2	80.0	54.2	31.3	14.5
25	193.2	131.4	114.0	81.0	56.6	31.8	15.6
26	195.6	132.0	115.2	83.6	57.0	32.1	16.8
27	205.2	134.4	116.0	83.8	57.2	37.1	18.0
28	225.6	138.0	116.4	85.6	57.8	37.5	18.6
29	226.8	139.2	116.4	88.0	58.7	40.0	18.8
30	230.4	150.6	120.0	88.8	60.2	43.9	19.0
31	237.6	172.2	122.0	92.8	60.7	44.7	19.2
32	237.8	174.6	150.4	94.0	63.2	47.1	19.3
33	250.8	205.8	153.2	110.6	74.8	49.1	19.6

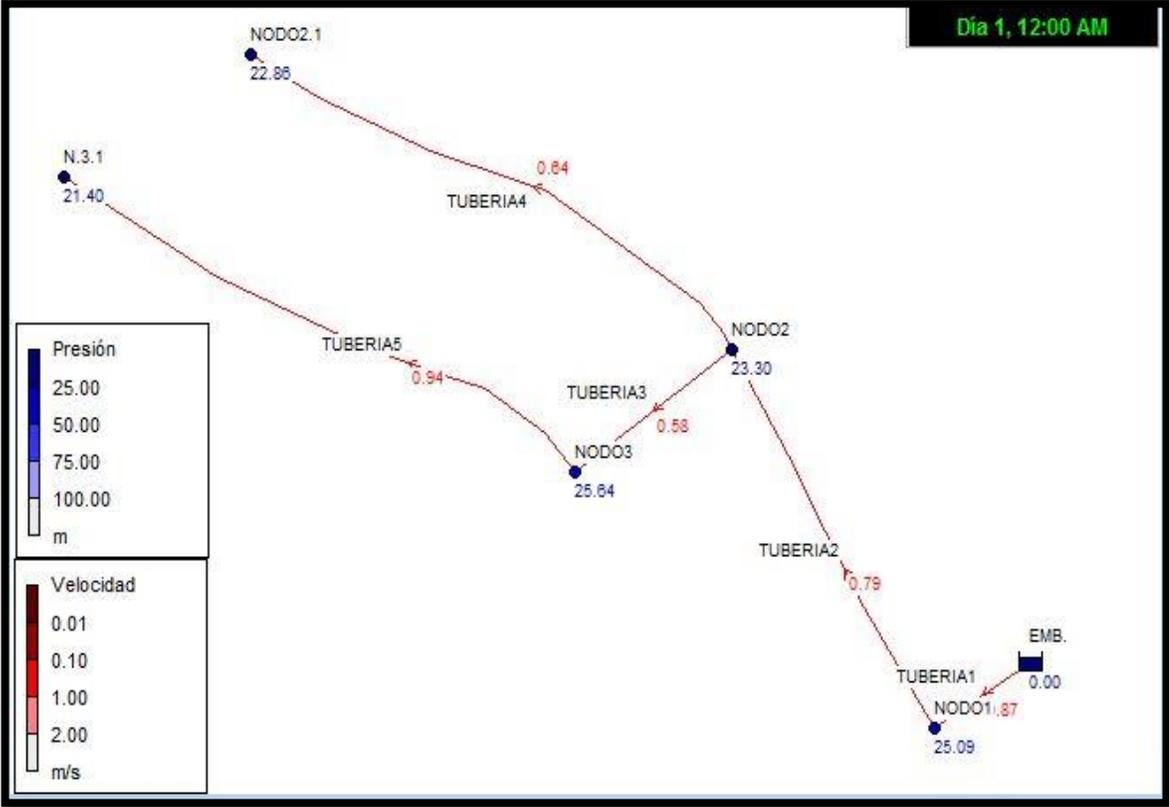
ANEXO A - 4. RELACIONES DE DIAMETROS Y VELOCIDAD

Relación	q/Q	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
v/V	0.0	0.00	0.326	0.398	0.448	0.488	0.522	0.551	0.576	0.599	0.620
d/D		0.00	0.072	0.099	0.119	0.137	0.152	0.167	0.179	0.191	0.203
rh/Rh		0.00	0.186	0.251	0.300	0.341	0.377	0.409	0.437	0.464	0.488
v/V	0.1	0.641	0.658	0.675	0.690	0.705	0.720	0.733	0.746	0.757	0.770
d/D		0.215	0.224	0.234	0.244	0.253	0.262	0.271	0.279	0.287	0.295
rh/Rh		0.513	0.533	0.555	0.573	0.592	0.611	0.627	0.644	0.659	0.675
v/V	0.2	0.781	0.792	0.802	0.813	0.822	0.831	0.840	0.849	0.858	0.866
d/D		0.303	0.311	0.319	0.326	0.334	0.341	0.348	0.355	0.362	0.369
rh/Rh		0.690	0.704	0.718	0.732	0.745	0.758	0.770	0.783	0.794	0.806
v/V	0.3	0.874	0.882	0.890	0.897	0.904	0.911	0.918	0.925	0.932	0.938
d/D		0.376	0.382	0.389	0.395	0.402	0.408	0.415	0.421	0.428	0.434
rh/Rh		0.817	0.828	0.839	0.850	0.860	0.870	0.880	0.890	0.900	0.908
v/V	0.4	0.944	0.950	0.956	0.962	0.968	0.974	0.979	0.985	0.990	0.995
d/D		0.440	0.446	0.452	0.458	0.464	0.470	0.476	0.482	0.488	0.494
rh/Rh		0.918	0.927	0.935	0.943	0.952	0.961	0.969	0.977	0.985	0.992
v/V	0.5	1.000	1.005	1.010	1.015	1.019	1.024	1.028	1.033	1.037	1.041
d/D		0.500	0.506	0.512	0.518	0.523	0.529	0.535	0.541	0.547	0.552
rh/Rh		1.000	1.007	1.015	1.022	1.029	1.036	1.043	1.049	1.056	1.062
v/V	0.6	1.045	1.049	1.053	1.057	1.061	1.065	1.068	1.072	1.075	1.079
d/D		0.558	0.564	0.570	0.576	0.581	0.587	0.593	0.599	0.605	0.611
rh/Rh		1.068	1.075	1.081	1.087	1.093	1.098	1.104	1.110	1.115	1.120
v/V	0.7	1.082	1.085	1.088	1.092	1.095	1.097	1.100	1.103	1.106	1.108
d/D		0.616	0.622	0.628	0.634	0.640	0.646	0.652	0.658	0.664	0.670
rh/Rh		1.125	1.131	1.135	1.140	1.145	1.150	1.154	1.159	1.163	1.167
v/V	0.8	1.111	1.113	1.116	1.118	1.120	1.123	1.125	1.126	1.128	1.130
d/D		0.677	0.683	0.689	0.695	0.702	0.708	0.715	0.721	0.728	0.735
rh/Rh		1.171	1.175	1.179	1.182	1.186	1.189	1.193	1.196	1.199	1.201
v/V	0.9	1.132	1.133	1.135	1.136	1.137	1.138	1.139	1.139	1.140	1.140
d/D		0.742	0.749	0.756	0.763	0.771	0.778	0.786	0.794	0.802	0.811
rh/Rh		1.204	1.206	1.209	1.211	1.212	1.214	1.215	1.216	1.217	1.217

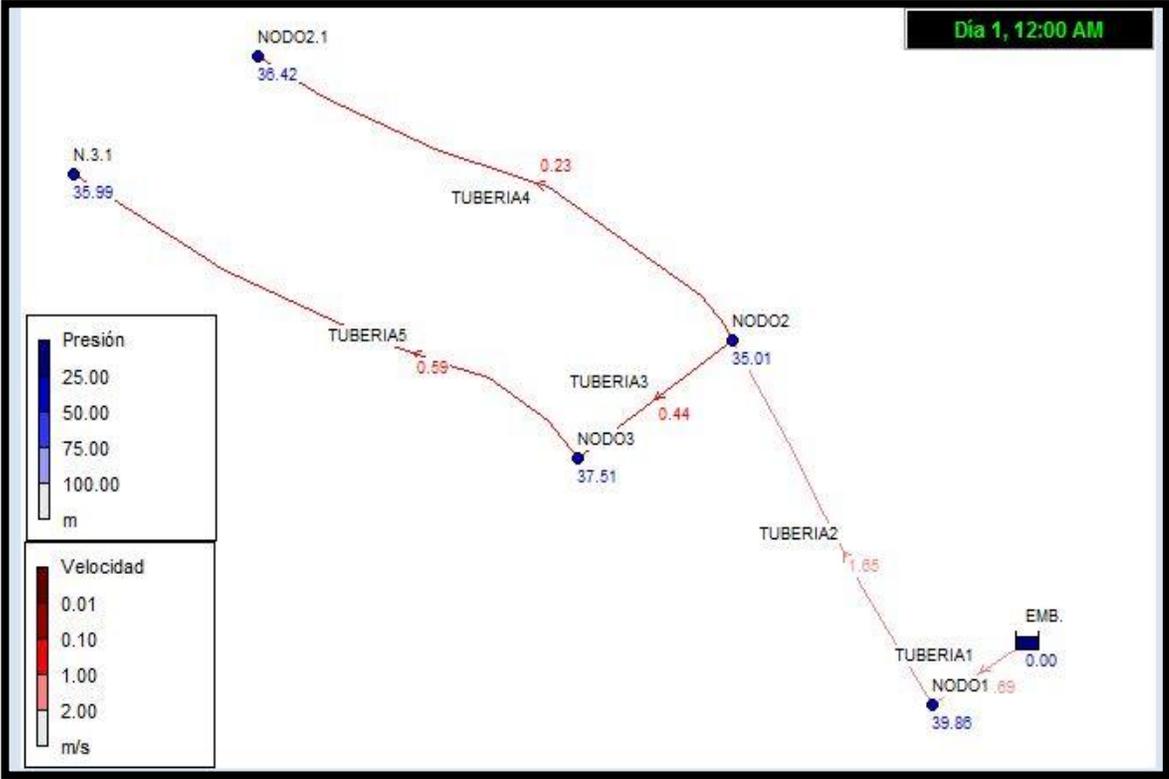
ANEXO A - 5. TRAZADO Y RESULTADOS EN RED DE AGUA POTABLE CON PRESION MAXIMA



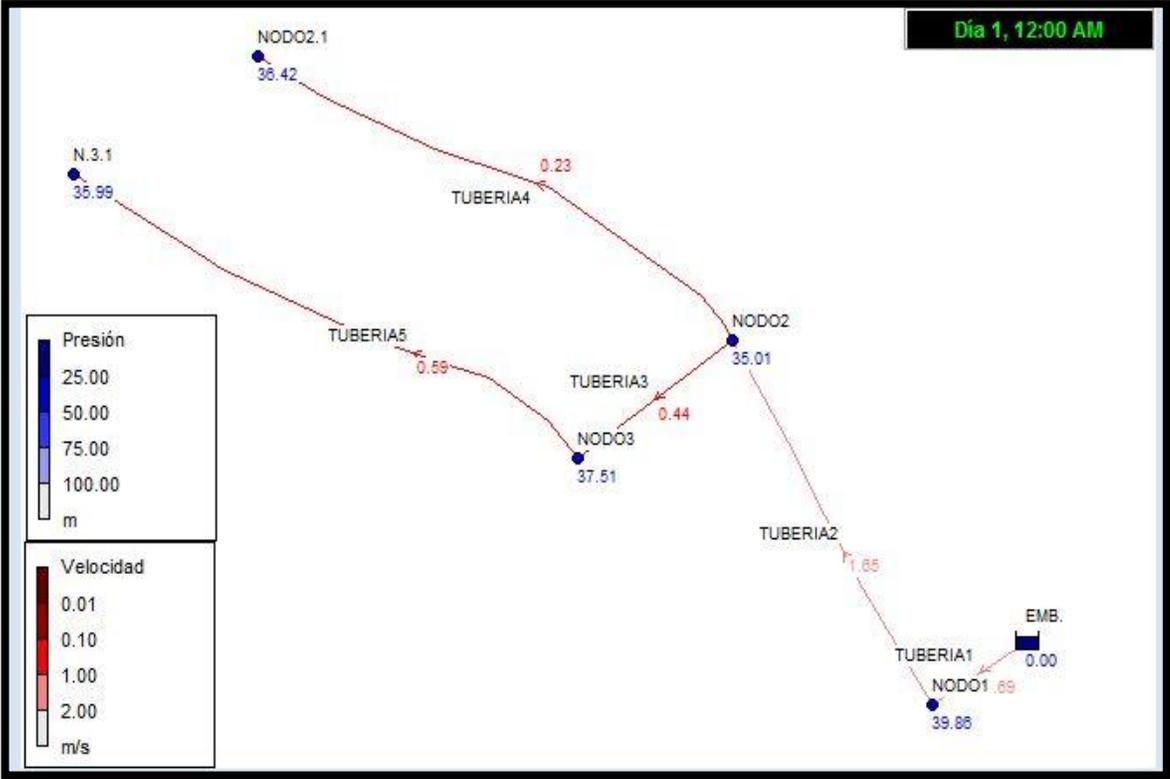
ANEXO A - 6. TRAZADO Y RESULTADOS EN RED DE AGUA POTABLE CON PRESION MINIMA



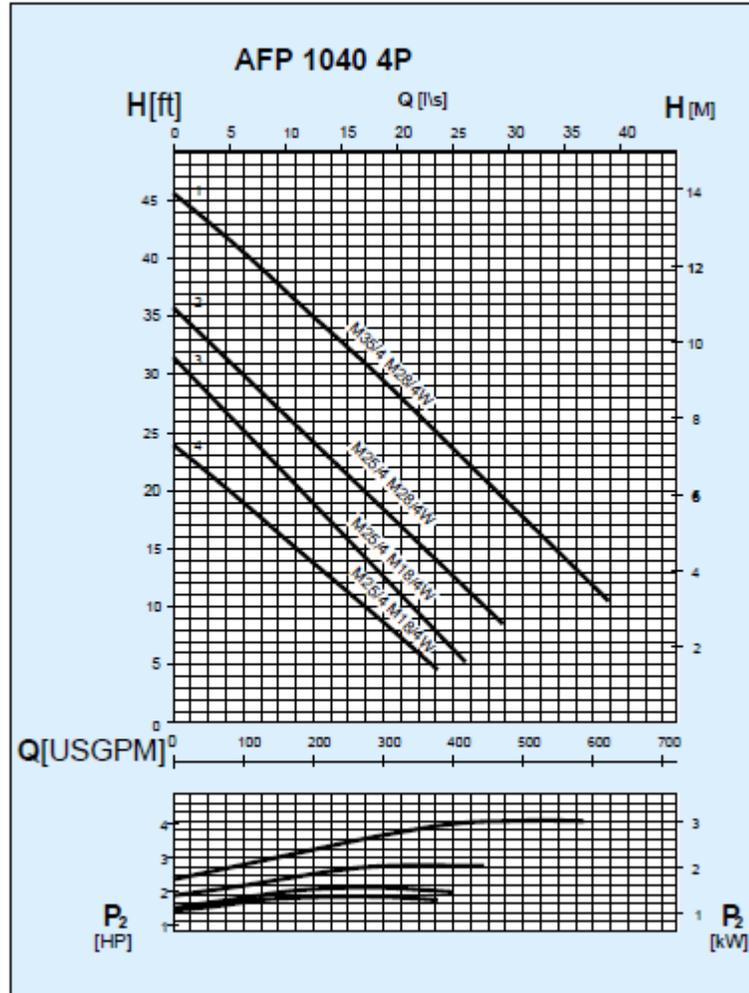
ANEXO A – 7. TRAZADO Y RESULTADOS EN RED DE AGUA POTABLE CON CAUDAL MAXIMO DIA Y PRESION PROMEDIO



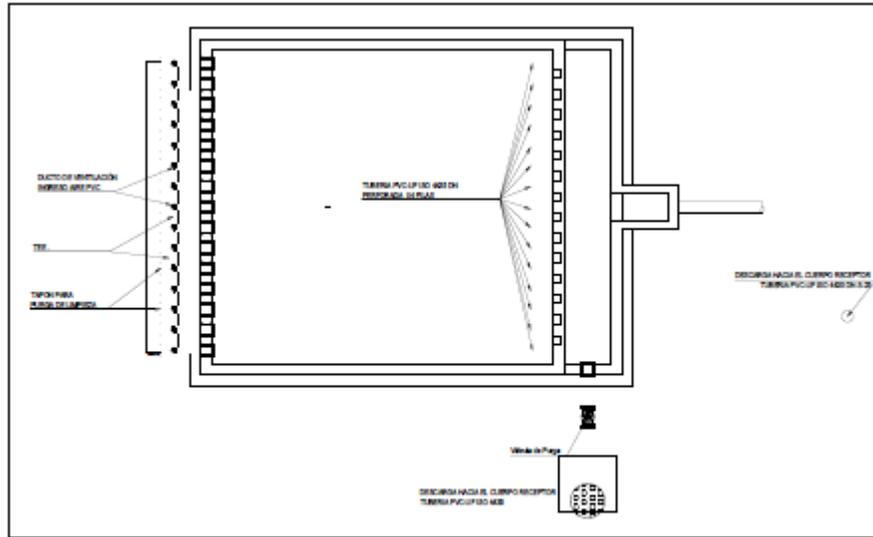
ANEXO A – 8. TRAZADO Y RESULTADOS EN RED DE AGUA POTABLE CON CAUDAL MAXIMO HORARIO CON DEMANDA CERO



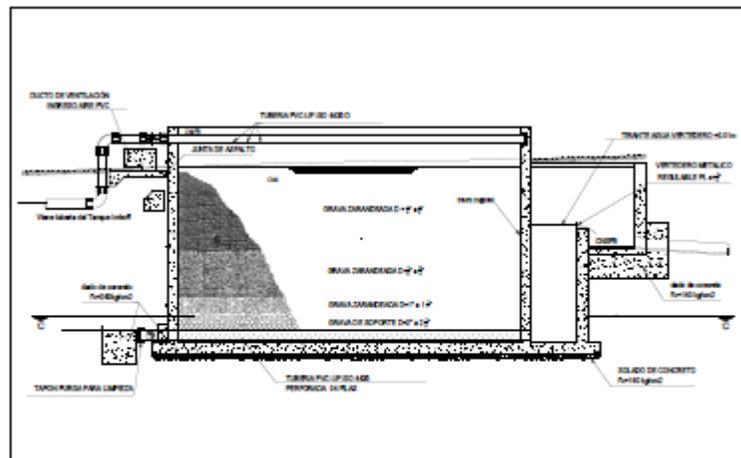
ANEXO A – 10. Curva característica de la bomba



ANEXO A – 12. Esquema de alternativa 2 tanque séptico + biofiltro (Biofiltro)



CORTE C-C PLANTA DE FILTRO BIOLÓGICO
ESCALA 1:50



PLANTA DE BIOFILTRO BIOLÓGICO
ESC. 1:50

ANEXOS B

PRESUPUESTOS

ANEXO B - 1. PRESUPUESTO LINEA DE CONDUCCION

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	PRELIMINARES					
1.1	Construcción de champa	m ²	36.00	C\$ 300.00	C\$ 10,800.00	\$348.39
1.2	Rótulo alusivo al proyecto	und	1.00	C\$ 8,000.00	C\$ 8,000.00	\$258.06
2.0	LÍNEA DE CONDUCCIÓN					
2.1	Preliminares					
2.2	Limpieza inicial	m	1184.97	C\$ 10.54	C\$ 12,489.58	\$399.03
2.3	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	m	1184.97	C\$ 28.60	C\$ 33,890.14	\$1,082.75
2.4	Instalación de tubería de 150mm PVC SDR - 26	m	1184.97	C\$ 69.81	C\$ 82,722.76	\$2,642.90
3.0	TUBERIAS Y ACCESORIOS					
3.1	Tubería PVC SDR - 26 diámetro 6"	und	197.00	C\$ 2,849.94	C\$ 561,438.18	\$18,110.91
3.2	TEE de PVC 6"	und	1.00	C\$ 923.51	C\$ 923.51	\$29.79
3.3	Reductor de 8" a 6"	und	1.00	C\$ 843.01	C\$ 843.01	\$27.19
3.4	Abrazadera de 6" x 3/4" PVC	und	1.00	C\$ 1,895.50	C\$ 1,895.50	\$61.15
3.5	Adaptador macho 3/4" PVC	und	1.00	C\$ 15.00	C\$ 15.00	\$0.48
3.6	Adaptador hembra 3/4" PVC	und	1.00	C\$ 18.00	C\$ 18.00	\$0.58
3.7	Válvula de pase 3/4" con rosca bronce	und	1.00	C\$ 395.06	C\$ 395.06	\$12.74
3.8	Válvula de aire y vacío 3/4" HF	und	1.00	C\$ 2,820.96	C\$ 2,820.96	\$91.00
3.9	Válvula de 6" HF con bridas	und	1.00	C\$ 13,000.00	C\$ 13,000.00	\$419.35
3.10	Unión de reparación 6"	und	2.00	C\$ 2,964.21	C\$ 5,928.42	\$191.24
3.11	Reductor de 6" a 4"	und	2.00	C\$ 319.33	C\$ 638.66	\$20.60
3.12	Bloque de reacción	und	15.00	C\$ 314.62	C\$ 4,719.30	\$152.24
3.0	MOVIMIENTO DE TIERRA					
3.1	Excavación en suelo normal	m ³	1757.96	C\$ 220.00	C\$ 386,752.08	\$12,356.30
3.2	Relleno y compactación con material de excavación (70%)	m ³	829.48	C\$ 259.27	C\$ 215,059.02	\$6,870.90
3.3	Relleno y compactación con material selecto, incluye suministro	m ³	355.49	C\$ 400.00	C\$ 142,196.40	\$4,543.02
3.4	Bota de material de excavación	m ³	426.59	C\$ 136.30	C\$ 58,144.11	\$1,875.62
4.0	TOTAL				C\$ 1542,689.69	\$49,494.23
4.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 61,707.59	\$1,979.77
4.2	Administración de central	2.50%			C\$ 38,567.24	\$1,237.36
4.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 15,426.90	\$494.94
4.4	Utilidades	8.00%			C\$ 123,415.18	\$3,959.54
5.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 1781,806.59	\$57,165.84
				Sub total	C\$ 1781,806.59	\$3,959.54
				IVA	C\$ 267,270.99	\$593.93
				TOTAL	C\$ 2049,077.58	\$4,553.47

ANEXO B - 2. PRESUPUESTO RED DE DISTRIBUCION

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	RED DE DISTRIBUCIÓN	m^2				
1.1	Preliminares					
1.2	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	m	301.32	C\$ 28.60	C\$ 8,617.75	\$275.33
1.3	Instalación de tubería de 100mm PVC SDR - 26	m	221.88	C\$ 66.09	C\$ 14,664.05	\$468.50
1.4	Instalación de tubería de 75mm PVC SDR - 26	m	79.43	C\$ 54.09		
2.0	TUBERIAS Y ACCESORIOS					
2.1	Tubería PVC SDR - 26 diámetro 4"	und	36.00	C\$ 925.86	C\$ 33,330.96	\$1,075.19
2.2	Tubería PVC SDR - 26 diámetro 3"	und	13.00	C\$ 562.49	C\$ 7,312.37	\$235.88
2.3	Codo de PVC 4"	und	3.00	C\$ 75.00	C\$ 225.00	\$7.26
2.4	Reductor de 4" a 3"	und	1.00	C\$ 40.00	C\$ 40.00	\$1.29
2.5	Brida universal serie 2204 - L BELGICAST	und	1.00	C\$ 1,895.50	C\$ 1,895.50	\$61.15
2.5	Válvula de compuerta BELGICAST de 4"	und	1.00	C\$ 10,133.00	C\$ 10,133.00	\$326.87
2.6	Flange giratorio de PVC cédula 80	und	1.00	C\$ 18.00	C\$ 18.00	\$0.58
2.7	Tees de pvc de 4"	und	1.00	C\$ 97.00	C\$ 97.00	\$3.13
2.8	Protector de válvula leyada	und	1.00	C\$ 2,820.96	C\$ 2,820.96	\$91.00
2.9	Válvula de pase para red de distribución	und	1.00	C\$ 13,000.00	C\$ 13,000.00	\$419.35
1.10	Bloques de reacción	und	2.00	C\$ 2,964.21	C\$ 5,928.42	\$191.24
2.11	Válvula de limpieza (de rosca)	und	2.00	C\$ 319.33	C\$ 638.66	\$20.60
2.12	Tubo galvanizado de 2"	und	1.00	C\$ 481.41	C\$ 481.41	\$15.53
2.13	Codo de HG 2"	und	2.00	C\$ 327.00	C\$ 654.00	\$21.10
2.14	Tapón macho HG de 2"	und	1.00	C\$ 125.85	C\$ 125.85	\$4.06
2.15	Reductor de 3" a 2"	und	1.00	C\$ 36.85	C\$ 36.85	\$1.19
2.16	Hidrante + accesorios	und	1.00	C\$ 139,500.00	C\$ 139,500.00	\$4,500.00
3.0	MOVIMIENTO DE TIERRA					
3.1	Excavación en suelo normal	m^3	301.32	C\$ 220.00	C\$ 66,290.40	\$2,117.90
3.2	Relleno y compactación con material de excavación (70%)	m^3	210.92	C\$ 259.27	C\$ 54,686.27	\$1,747.17
3.3	Relleno y compactación con material selecto, incluye suministro	m^3	90.40	C\$ 400.00	C\$ 36,158.40	\$1,155.22
3.4	Bota de material de excavación	m^3	108.48	C\$ 136.30	C\$ 14,785.17	\$476.94
4.0	TOTAL				C\$ 411,440.02	\$13,216.48
4.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 591.41	\$19.08
4.2	Administración de central	2.50%			C\$ 369.63	\$11.92
4.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 147.85	\$4.77
4.4	Utilidades	8.00%			C\$ 1,182.81	\$38.16
5.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 413,731.72	\$13,290.40
				Sub total	C\$ 413,731.72	\$38.16
				IVA	C\$ 62,059.76	\$5.72
				TOTAL	C\$ 475,791.48	\$43.88

ANEXO B - 3. PRESUPUESTO RED DE RECOLECCION

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	RED DE RECOLECCION DE AGUAS RESIDUALES					
1.1	Preliminares					
1.2	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	m	2184.24	C\$ 28.60	C\$ 62,469.38	\$1,995.83
2.0	TUBERIAS Y ACCESORIOS					
2.1	Tubería PVC SDR - 41 diámetro 6"	und	364.00	C\$ 1,480.00	C\$ 538,720.00	\$17,378.06
2.2	Tubería PVC SDR - 41 diámetro 4"	und	200.00	C\$ 680.00	C\$ 136,000.00	\$4,387.10
2.3	Codo de PVC 90° 4"	und	24.00	C\$ 75.00	C\$ 1,800.00	\$58.06
2.4	Codo de PVC 45° 4"	und	220.00	C\$ 78.00	C\$ 17,160.00	\$553.55
2.5	Silleta 6" a 4"	und	240.00	C\$ 40.00	C\$ 9,600.00	\$309.68
2.6	Instalación de tubería de 6" PVC SDR - 41	m	2184.24	C\$ 66.09	C\$ 144,356.42	\$4,656.66
2.7	Instalación de tubería de 4" PVC SDR - 41	m	1200.00	C\$ 54.09	C\$ 64,908.00	\$2,093.81
2.8	Pruebas de infiltración para 6"	m	2184.24	C\$ 60.00	C\$ 131,054.40	\$4,227.56
3.0	MOVIMIENTO DE TIERRA					
3.1	Excavación en suelo normal (promedio)	m ³	2479.11	C\$ 220.00	C\$ 545,404.73	\$17,425.07
3.2	Relleno y compactación con material de excavación (70%)	m ³	1735.38	C\$ 259.27	C\$ 449,931.63	\$14,374.81
3.3	Relleno y compactación con material selecto, incluye suministro	m ³	655.27	C\$ 400.00	C\$ 262,109.28	\$8,374.10
3.4	Bota de material de excavación	m ³	786.33	C\$ 136.30	C\$ 107,176.48	\$3,457.31
3.0	POZOS DE VISITA					
3.1	Excavación en suelo normal (promedio)	m ³	195.97	C\$ 590.83	C\$ 115,784.96	\$3,735.00
3.2	Pozo de visita (Profundidad 1.5m a 1.7m)	und	11.00	C\$ 20,881.86	C\$ 229,700.47	\$7,409.69
3.3	Pozo de visita (Profundidad 1.71m a 1.8m)	und	8.00	C\$ 21,879.41	C\$ 175,035.29	\$5,646.30
3.4	Pozo de visita (Profundidad 1.81m a 2.01m)	und	8.00	C\$ 24,303.14	C\$ 194,425.09	\$6,271.78
3.5	Pozo de visita (Profundidad 2.01m a +)	und	9.00	C\$ 56,442.12	C\$ 507,979.05	\$16,386.42
4.0	TOTAL				C\$ 3,693,615.17	\$119,148.88
4.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 4,287.06	\$138.29
4.2	Administración de central	2.50%			C\$ 2,679.41	\$86.43
4.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 1,071.76	\$34.57
4.4	Utilidades	8.00%			C\$ 8,574.12	\$276.58
5.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 3,710,227.53	\$119,684.76
				Sub total	C\$ 3,710,227.53	\$276.58
				IVA	C\$ 556,534.13	\$41.49
				TOTAL	C\$ 4,266,761.66	\$318.07

ANEXO B - 4. Estación de bombeo

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS ESTACION DE BOMBEO						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	PRELIMINARES					
1.1	Trazo y nivelación					
1.2	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	ml	18.00	C\$ 28.60	C\$ 514.80	\$16.45
3.0	MOVIMIENTO DE TIERRA					
3.1	Excavación en suelo normal (promedio)	m3	22.15	C\$ 220.00	C\$ 4,873.44	\$155.70
3.2	Relleno y compactación con material de excavación	m3	18.46	C\$ 259.27	C\$ 4,786.12	\$152.91
3.4	Bota de material de excavación	m3	3.69	C\$ 136.30	C\$ 503.22	\$16.23
4.0	OBRA GRIS					
4.1	Formaleta	Glb	1.00	C\$ 3,825.00	C\$ 3,825.00	\$123.39
4.2	Construcción de pozo con mampostería confinada	Glb	1.00	C\$ 14,000.00	C\$ 14,000.00	\$451.61
4.3	Colocación de concreto	Glb	1.00	C\$ 15,000.00	C\$ 15,000.00	\$483.87
5.0	Equipo de bombeo					
5.1	Sistema de equipo de bombeo (incluye válvula de compuerta, válvula de retención, codos, adaptador, manómetro)	Glb	1.00	C\$ 14,600.00	C\$ 14,600.00	\$470.97
5.7	Bomba sumergible	Glb	1.00	C\$ 15,500.00	C\$ 15,500.00	\$500.00
5.0	Sistema Eléctrico					
5.1	Sistema alimentación para bombas (incluye transformador, postes, panel, acometida, suministro de planta de emergencia y caseta eléctrica)	Glb	1.00	C\$ 25,000.00	C\$ 25,000.00	\$806.45
6.0	TOTAL				C\$ 98,602.58	\$3,180.73
6.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 3,944.10	\$127.23
6.2	Administración de central	2.50%			C\$ 2,465.06	\$79.52
6.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 986.03	\$31.81
6.4	Utilidades	8.00%			C\$ 7,888.21	\$254.46
7.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 113,885.98	\$3,673.74
				Sub total	C\$ 113,885.98	\$3,673.74
				IVA	C\$ 17,082.90	\$551.06
				TOTAL	C\$ 130,968.88	\$4,224.80

ANEXO B - 5. PRESUPUESTO OBRAS PRELIMINARES

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	SISTEMA PRELIMINAR DE TRAMIENTO					
1.2	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	m	8.00	C\$ 28.60	C\$ 228.80	\$7.31
2.0	CANAL Y DESARENADOR					
2.1	Ladrillo sólido de 7.5cm X 5cm X 15cm	und	2230.40	C\$ 13.00	C\$ 28,995.20	\$935.33
2.1	Cemento	und	23	C\$ 295.00	C\$ 6,869.08	\$221.58
2.2	Arena	m ³	2.69	C\$ 680.00	C\$ 1,827.77	\$58.96
2.3	Grava	m ³	1.51	C\$ 480.00	C\$ 725.76	\$23.41
2.4	Varilla de acero No 3	qq	2.15	C\$ 1,400.00	C\$ 3,015.38	\$97.27
2.6	Alambre de amarre No 18	lb	10.77	C\$ 60.00	C\$ 646.15	\$20.84
2.7	Fomaletas 6"	und	4.00	C\$ 350.00	C\$ 1,400.00	\$45.16
2.8	Mano de obra	m ²	16.73	C\$ 400.00	C\$ 6,691.20	\$215.85
3.0	REJAS					
3.1	Varillas rectangular de acero de 1/2" X 1"	und	2.00	C\$ 650.00	C\$ 1,300.00	\$41.53
3.2	Angular de 1"	und	1.00	C\$ 250.00	C\$ 250.00	\$7.99
3.3	Pernos de 1/2"	und	8.00	C\$ 70.00	C\$ 560.00	\$17.89
4.0	TOTAL	m³			C\$ 52,509.34	\$1,693.85
4.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 2,100.37	\$67.75
4.2	Administración de central	2.50%			C\$ 1,312.73	\$42.35
4.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 525.09	\$16.94
4.4	Utilidades	8.00%			C\$ 4,200.75	\$135.51
5.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 60,648.29	\$1,956.40
				Sub total	C\$ 60,648.29	\$135.51
				IVA	C\$ 7,876.40	\$20.33
				TOTAL	C\$ 68,524.69	\$2,210.47

ANEXO B - 6. PRESUPUESTO OBRAS PRIMARIAS (TANQUE SEPTICO)

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	ALTERNATIVA DE DISEÑO					
1.2	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	m	30.90	C\$ 28.60	C\$ 883.74	\$28.23
2.0	MANO DE OBRA					
2.1	Operador de retroexcavadora	hr	150.00	C\$ 1,480.00	C\$ 222,000.00	\$7,161.29
2.2	Operador de vibrocompactadora	hr	50.00	C\$ 680.00	C\$ 34,000.00	\$1,096.77
2.3	Operador de compactadora manual	hr	5.00	C\$ 75.00	C\$ 375.00	\$12.10
2.4	Oficial carpintero	hr	220.00	C\$ 78.00	C\$ 17,160.00	\$553.55
2.5	Ayudante de carpintero	hr	220.00	C\$ 40.00	C\$ 8,800.00	\$283.87
2.6	Oficial fontanero	hr	300.00	C\$ 66.09	C\$ 19,827.00	\$639.58
2.7	Oficial albañil	hr	300.00	C\$ 54.09	C\$ 16,227.00	\$523.45
2.8	Ayudante de albañil	hr	300.00	C\$ 60.00	C\$ 18,000.00	\$580.65
3.0	Materiales					
	Formaletas 12" x 4vrs x 1"	und	12.00	C\$ 480.00	C\$ 5,760.00	\$184.03
	Cemento	bolsa	736	C\$ 295.00	C\$ 217,208.50	\$6,939.57
	Arena	m ³	49.33	C\$ 650.00	C\$ 32,065.87	\$1,024.47
	Grava	m ³	49.33	C\$ 720.00	C\$ 35,519.11	\$1,134.80
	Varilla de acero No 3	qq	14.00	C\$ 1,200.00	C\$ 16,800.00	\$536.74
	Varilla de acero No 4	qq	66.00	C\$ 1,400.00	C\$ 92,400.00	\$2,952.08
	Alambre de acero No 18	lb	33.00	C\$ 25.00	C\$ 825.00	\$26.36
	Tubo PVC SDR - 41 de 6"	und	9.00	C\$ 1,480.00	C\$ 13,320.00	\$425.56
4.0	TOTAL				C\$ 751,171.22	\$24,231.33
4.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 30,046.85	\$969.25
4.2	Administración de central	2.50%			C\$ 18,779.28	\$605.78
4.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 7,511.71	\$242.31
4.4	Utilidades	8.00%			C\$ 60,093.70	\$1,938.51
5.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 867,602.76	\$27,987.19
				Sub total	C\$ 867,602.76	\$1,938.51
				IVA	C\$ 130,140.41	\$290.78
				TOTAL	C\$ 997,743.17	\$2,229.28

ANEXO B -7. PRESUPUESTO OBRAS PRIMARIAS (LECHO DE SECADO)

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	LECHO DE SECADO					
1.2	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	m	7.00	C\$ 28.60	C\$ 200.20	\$6.40
2.1	Operador de tractor	und	3.50	C\$ 1,480.00	C\$ 5,180.00	\$167.10
2.2	Auxiliar de operador de tractor	und	3.50	C\$ 680.00	C\$ 2,380.00	\$76.77
2.3	Cargador frontal	und	2.00	C\$ 75.00	C\$ 150.00	\$4.84
2.4	Operador de volquete	und	8.00	C\$ 78.00	C\$ 624.00	\$20.13
2.5	Operador de mezcladora	und	9.00	C\$ 40.00	C\$ 360.00	\$11.61
2.6	Oficial albañil	m	300.00	C\$ 66.09	C\$ 19,827.00	\$639.58
2.7	Oficial carpintero	m	300.00	C\$ 54.09	C\$ 16,227.00	\$523.45
2.8	Ayudante al bañil	m	300.00	C\$ 60.00	C\$ 18,000.00	\$580.65
3.0	Materiales					
3.1	Formaletas 4" x 4vrs x 1"	und	6.00	C\$ 380.00	C\$ 2,280.00	\$72.84
3.2	Cemento	und	70.50	C\$ 295.00	C\$ 20,797.50	\$670.89
3.3	Arena	m ³	4.72	C\$ 650.00	C\$ 3,070.28	\$99.04
3.4	Grava	m ³	4.72	C\$ 720.00	C\$ 3,400.92	\$109.71
3.5	Ladrillo cuarteron rojo	und	875.00	C\$ 12.00	C\$ 10,500.00	\$338.71
3.6	Varilla de acero No 3	qq	4.00	C\$ 1,200.00	C\$ 4,800.00	\$154.84
3.7	Alambre de acero No 18	lb	20.00	C\$ 25.00	C\$ 500.00	\$16.13
3.8	Tubo PVC SDR - 41 de 6"	und	2.00	C\$ 1,480.00	C\$ 2,960.00	\$95.48
3.9	Codo de 90° PVC - SDR 41	und	3	C\$ 75.00	C\$ 225.00	\$7.26
3.10	Formaletas de 10 x 6vrs x 1	und	4	C\$ 420.00	C\$ 1,680.00	\$54.19
4.0	TOTAL				C\$ 113,161.90	\$3,650.38
4.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 4,526.48	\$146.02
4.2	Administración de central	2.50%			C\$ 2,829.05	\$91.26
4.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 1,131.62	\$36.50
4.4	Utilidades	8.00%			C\$ 9,052.95	\$292.03
5.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 130,701.99	\$4,216.19
				Sub total	C\$ 130,701.99	\$4,216.19
				IVA	C\$ 19,605.30	\$632.43
				TOTAL	C\$ 150,307.29	\$4,848.62

ANEXO B - 8. PRESUPUESTO OBRAS SECUNDARIAS (FAFA)

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	ALTERNATIVA DE DISEÑO					
1.1	Preliminares					
1.2	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	m	30.00	C\$ 28.60	C\$ 858.00	\$27.41
2.0	MANO DE OBRA					
2.1	Operador de retroexcavadora	hrs	15.00	C\$ 1,480.00	C\$ 22,200.00	\$716.13
2.2	Operador de vibrocompactadora	hrs	24.00	C\$ 680.00	C\$ 16,320.00	\$526.45
2.3	Operador de compactadora manual	hrs	53.00	C\$ 75.00	C\$ 3,975.00	\$128.23
2.4	Oficial carpintero	hrs	400.00	C\$ 78.00	C\$ 31,200.00	\$1,006.45
2.5	Ayudante de carpintero	hrs	400.00	C\$ 40.00	C\$ 16,000.00	\$516.13
2.6	Oficial fontanero	hrs	15.00	C\$ 66.09	C\$ 991.35	\$31.98
2.7	Oficial albañil	hrs	500.00	C\$ 54.09	C\$ 27,045.00	\$872.42
2.8	Ayudante al bañil	hrs	500.00	C\$ 60.00	C\$ 30,000.00	\$967.74
3.0	Materiales					
3.1	Cemento	bolsa	544.00	C\$ 295.00	C\$ 160,480.00	\$5,176.77
3.2	Arena	m ³	38.00	C\$ 620.00	C\$ 23,560.00	\$760.00
3.3	Grava	m ³	38.00	C\$ 750.00	C\$ 28,500.00	\$919.35
3.4	Varilla de acero No 4	qq	135.00	C\$ 1,200.00	C\$ 162,000.00	\$5,225.81
3.5	Varilla de acero No 5	qq	87.00	C\$ 1,400.00	C\$ 121,800.00	\$3,929.03
3.6	Alambre de acero No 18	lb	1110.00	C\$ 25.00	C\$ 27,750.00	\$895.16
3.7	Tubo PVC SDR - 41 de 4"	und	15.00	C\$ 1,480.25	C\$ 22,203.75	\$716.25
3.8	Tapón hembra de 4"	und	1.00	C\$ 315.28	C\$ 315.28	\$10.17
3.9	Válvula de pase 4"	und	1.00	C\$ 1,400.00	C\$ 1,400.00	\$45.16
3.10	Canastilla de bronce	und	1.00	C\$ 1,860.00	C\$ 1,860.00	\$60.00
3.11	TEE de PVC 4"	und	4.00	C\$ 1,547.81	C\$ 6,191.24	\$199.72
3.12	Codo de 90° 4"	und	4.00	C\$ 667.54	C\$ 2,670.16	\$86.13
4.0	TOTAL				C\$ 707,319.78	\$22,816.77
4.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 247.65	\$7.99
4.2	Administración de central	2.50%			C\$ 154.78	\$4.99
4.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 61.91	\$2.00
4.4	Utilidades	8.00%			C\$ 495.30	\$15.98
5.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 708,279.42	\$22,847.72
				Sub total	C\$ 708,279.42	\$22,847.72
				IVA	C\$ 106,241.91	\$3,427.16
				TOTAL	C\$ 814,521.34	\$26,274.88

ANEXO B - 9. PRESUPUESTO ALCANTARILLADO PLUVIAL

ALCANCES DE OBRA, COSTOS Y PRESUPUESTOS ALCANTARILLADO PLUVIAL						
Etapa	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario promedio	Costo total sin IVA	Costo total sin IVA
ITEM	JUIGALPA - CHONTALES					
1.0	PRELIMINARES					
1.1	Trazo y nivelación					
1.2	Trazo y nivelación inc. Estacas de madera + Mo + equipo de top.	ml	1374.30	C\$ 28.60	C\$ 39,304.98	\$1,255.75
2.0	ALCANTARILLADO PLUVIAL					
2.1	Alcanatarilla de concreto reforzado ASTM C-76 clase II D=30 (incluye todo)	ml	78.00	C\$ 5,953.82	C\$ 464,397.96	\$14,980.58
2.2	Alcanatarilla de concreto reforzado ASTM C-76 clase II D=24" (incluye todo)	ml	1075.20	C\$ 3,828.46	C\$ 4,116,360.19	\$132,785.81
2.3	Alcanatarilla de concreto reforzado ASTM C-76 clase II D=24" (incluye todo)	ml	221.73	C\$ 2,788.62	C\$ 618,320.71	\$19,945.83
3.0	MOVIMIENTO DE TIERRA					
3.1	Excavación en suelo normal (promedio)	m3	4877.80	C\$ 220.00	C\$ 1,073,116.00	\$34,284.86
3.2	Relleno y compactación con material de excavación	m3	4433.89	C\$ 259.27	C\$ 1,149,574.66	\$36,727.62
3.4	Bota de material de excavación	m3	443.91	C\$ 136.30	C\$ 60,504.93	\$1,951.77
4.0	POZOS DE VISITA					
4.1	Pozo de visita (Profundidad 1.5m a 2m)	Glb	1.00	C\$ 22,912.68	C\$ 22,912.68	\$739.12
4.2	Pozo de visita (Profundidad 2.01m a 2.5m)	Glb	14.00	C\$ 26,433.06	C\$ 370,062.84	\$11,937.51
4.3	Pozo de visita (Profundidad 2.51m a 3m)	Glb	7.00	C\$ 30,292.40	C\$ 212,046.80	\$6,840.22
4.4	Pozo de visita (Profundidad 3.01m a 3.5)	Glb	3.00	C\$ 38,283.09	C\$ 114,849.27	\$3,704.82
5.0	TRAGANTES					
5.1	Tragante de gaveta sencillo con pared de bloque 6" Lt=1.20 m H=1.20 m	Glb	16.00	C\$ 7,312.83	C\$ 117,005.28	\$3,774.36
5.2	Tragante de gaveta doble con pared de bloque 6" Lt=1.20 m H=1.20 m	Glb	17.00	C\$ 13,118.73	C\$ 223,018.41	\$7,194.14
5.3	Tragante de gaveta triple con pared de bloque 6" Lt=1.20 m H=1.20 m	Glb	13.00	C\$ 19,104.27	C\$ 248,355.51	\$8,011.47
6.0	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA					
6.1	Limpieza final	m2	1237.44	C\$ 17.86	C\$ 22,100.62	\$712.92
7.0	TOTAL				C\$ 8,241,451.03	\$265,853.26
7.1	Administración de campo	4.00%			C\$ 329,658.04	\$10,634.13
7.2	Administración de central	2.50%			C\$ 206,036.28	\$6,646.33
7.3	Imprevistos	1.00%			C\$ 82,414.51	\$2,658.53
7.4	Utilidades	8.00%			C\$ 659,316.08	\$21,268.26
8.0	GRAN TOTAL SIN IMPUESTO	15.50%			C\$ 9,518,875.94	\$307,060.51
					Sub total	C\$ 9,518,875.94 \$307,060.51
					IVA	C\$ 1,427,831.39 \$46,059.08
					TOTAL	C\$ 10,946,707.33 \$353,119.59

ANEXOS C

PLANOS