UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la construcción.

Monografía

“Diseño de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de agua residual para los barrios Rosario Murillo, Daniel Ortega, Santa Clara y Padre Odórico D´Andrea de la ciudad de San Rafael del Norte, Departamento de Jinotega”

Para optar por el título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Wilman Uriel Chavarría Galeano.

Br. Paul Iván García Gutiérrez.

Tutor

MSc. Ing. Henry Javier Vílchez Pérez.

Managua, Octubre 2017.

DEDICATORIAS

Primeramente agradezco, dedico este trabajo a Dios, a nuestra madre santísima por permitirme la fortaleza espiritual que me permitió tomar decisiones con sabiduría permitiéndome alcanzar nuevos propósitos, a mis padres fuerte apoyo incondicional Amelia Galeano Torrez , Uriel Chavarría Machada que día a día con sus consejos hoy son porte de hacer realidad un sueño que con gran anhelo deseaba, a mi hermana Josseling Paola Chavarría Galeano, por su apoyo moral afectuoso en todo este proceso para culminar mis estudios universitarios, a nuestro tutor Ingeniero Henry Vílchez que nos ayudó incondicionalmente en cada proceso de enseñanza, sus correcciones, sus disposiciones todo para que lográramos resultados positivos.

Br. Wilman Uriel Chavarría Galeano

A Dios por haberme dado sabiduría. Confianza para poder culminar nuestros estudios universitarios, poder cumplir una de las metas que trazamos en el transcurso de la vida, a mis padres Luisa Amanda Gutiérrez, Pablo García Herrera por su apoyo y aporte incondicional en todo el transcurso de mis estudios. A mi hermano Julio Cesar García Gutiérrez por haber sido un ejemplo para mí. A nuestro tutor Ing. Henry Vílchez por su apoyo e interés en la elaboración, revisión de nuestra tesis, así mismo proporcionándonos su colaboración como sus conocimientos brindados.

Br. Paul Iván García Gutiérrez

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios primeramente por habernos permitido culminar otra etapa más de nuestras vidas, nuestra educación profesional en nuestro crecimiento personal.

A nuestros padres por ser pilar de apoyo en nuestro camino en la vida para un día ser profesionales de éxito, por su gran apoyo motivacional dedicándonos tiempo, dinero que hoy en día podemos decir ha sido bien invertido. Darnos consejos que nos servirán hoy tanto en la vida personal como profesional de cada uno.

A nuestro tutor, Ingeniero Henry Javier Vílchez por el tiempo, carisma dedicado a nuestro trabajo monográfico por consejos recibidos. También por toda la sabiduría educativa transmitida que estamos más que consiente que en área laboral su apoyo como sus consejos son los más útiles y necesarios que hemos podido recibir.

A nuestras amistades que siempre han estado pendiente de nuestro crecimiento personal de cada uno a lograr nuestras metas y propósitos, de igual modo hacemos dedicatoria a la Alcaldía de la Ciudad de San Rafael del Norte, por su apoyo incondicional, sus muestras de interés en el proyecto, también la colaboración que se mantuvo mediante la recopilación de datos.

RESUMEN EJECUTIVO

El presente documento monográfico muestra el diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario y del Sistema de tratamiento de las Aguas Residuales para los barrios Rosario Murillo, Daniel Ortega, Santa Clara y Padre O dórico D Andrea de la ciudad san Rafael del norte del municipio de Jinotega.

Las fuentes principales de información acerca del sitio y de la población fueron la Alcaldía Municipal, la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado (ENACAL), entre otros.

El diseño se apoya en las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales formulado por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado (INAA) así como en las guías formuladas por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).

Se determinó la población actual de los barrios, se realizó la proyección correspondiente el cual equivale a 1,845 habitantes, con un índice habitacional de 5.63 personas por vivienda. La población de saturación proyectada a 20 años corresponde al año 2036.

El sistema de alcantarillado será de tipo convencional, de acuerdo a la topografía del terreno sus aguas residuales drenarán por gravedad en su totalidad y le dará cobertura a la totalidad de la población del distrito en mención.

El levantamiento planimétrico fue facilitado por el Área de catastro de la alcaldía de la ciudad, en cuanto al levantamiento altimétricos realizo con estación total marca Leica, con estacionamientos cada 10 metros, a lo largo de toda la red de distribución, con respecto a la planta de tratamiento se realizó levantamiento en cuadricula cada 10 metros.

La red de alcantarillado sanitario compuesta por un total de 54 pozos de los cuales 14 corresponden a cabeceros. La instalación consta de 3708.14 m de tubería de PVC SDR-41 de 6” de diámetro.

El tratamiento preliminar que corresponde está compuesto por un canal de entrada, una rejilla de limpieza manual, dos desarenadores, una canaleta Parshall para la medición de caudales. Para el sistema de tratamiento de las aguas residuales se analizaron 2 alternativas, con el fin de hacer comparaciones entre ellas, así mismo se consideraron los diferentes criterios, tales como la eficiencia así como el costo.

La suma de todos estos componentes de la Alternativa seleccionada conllevó a un costo de inversión directo del proyecto de C$ C$ 3, 375,186.23 (Tres millones trescientos setenta y cinco mil ciento ochenta y seis córdobas con 23/100. Seleccionándose como la alternativa más viable tanto desde el punto de vista técnico-económico y de mejor adaptación a las características propias del lugar; la Alternativa 1 que corresponde a un sistema Tanque Séptico +FAFA, ya que significaba una menor inversión y mejor adaptación ambiental.

La planta propuesta a construirse se realizara frente donde se proyectará el futuro cementerio de la municipalidad, las aguas tratadas serán vertidas en un cauce natural que conduce a la corriente del rio viejo San Rafael del Norte , pero es importante mencionar que estas aguas después de ser tratadas, presentan características óptimas para ser recicladas para riego de cultivos.

ÍNDICE

1. CAPÍTULO. ASPECTOS GENERALES 1

1.1 Introducción 1
1.2 Antecedentes 3
1.3 Justificación 4
1.4 Objetivos 5
1.5 Descripción general de la localidad. 6
1.6 Ubicación 6
1.7 Localización 6
1.8 Geomorfología 7
1.9 Clima 8
1.10 Hidrología 8

2. CAPÍTULO. MARCO TEORICO 9

2.1 Definición y características de las aguas residuales. 9
2.2 Hidráulica de las Alcantarillas 17
2.3 Sistemas de Tratamiento 19
2.4 Análisis de Costos 30

3. CAPÍTULO. DISEÑO METODOLOGICO 32

3.1 Estudios Preliminares 32
3.2 Levantamiento Topográfico 37
3.3 Diseño del Sistema de Recolección 38
3.4 Operación y mantenimiento 63
3.5 Estimación del Costo de las Alternativas 66

4. CAPÍTULO. RESULTADOS 67

4.1 Población de Diseño 67
4.2 Situación socio- económica 69
4.3 Estimación de Caudales 74
4.4 Red de Alcantarillado Sanitario 75
4.5 Selección de la Alternativa de Tratamiento 75
4.6 Resumen de Costos de Obras Propuestas 80
4.7 Estimación de Costos 80
4.8 Impacto ambiental de proyecto. 82

5. CAPITULO. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 88

5.1 Conclusiones 88
5.2 Recomendaciones. 89
5.3 BIBLIOGRAFIA 90

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Periodo de diseño económico para las estructuras de los sistemas 11
Tabla 2 Dotaciones de agua para las ciudades del resto del país. 13
Tabla 3 Distancia máxima entre pozos 17
Tabla 4 Coeficiente de rugosidad de maning 18
Tabla 5 Características típicas para el diseño de tanques sépticos. 23
Tabla 6 Disposición para riego agrícola. 30
Tabla 7 Dotación para la ciudad de San Rafael del Norte 39
Tabla 8 Contribuciones especiales de caudal 41
Tabla 9 Alternativas de Sistemas de Tratamiento aguas residuales 44
Tabla 10 Información Típica para el Diseño del Tanque Séptico 58
Tabla 11 Población y número de viviendas. 67
Tabla 12 .Composición por edad 67
Tabla 13 Composición por sexo 68
Tabla 14 Tipos de paredes 69
Tabla 15 Tipos de pisos 70
Tabla 16 Cantidad de lotes y Habitantes según planos 72
Tabla 17 Lotes Baldíos por Barrio 73
Tabla 18 Población de Saturación 73
Tabla 19 Población por saturación 73
Tabla 20. Hidráulica de las alcantarillas para la alternativa propuesta 74
Tabla 21. Topografía y dispositivos de alcantarillado propuesta 75
Tabla 22. Costo de Red de Alcantarillado 81
Tabla 23. Costos de Pre tratamiento 81
Tabla 24. Costo de Alternativa 1 82
Tabla 25. Resumen de costos de alternativa seleccionada 82
Tabla 26 Evaluación Geológica 83
Tabla 27 Evaluación Hidrológica y cambio climático 84
Tabla 28 Evaluación Ecosistema 84
Tabla 29 Evaluación Social 85

Tabla 30 Evaluación medio constructivo. 85
Tabla 31 Calidad ambiental del área de influencia sin proyecto 86
Tabla 32 Calidad Ambiental del área de influencia con proyecto. 87

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 Macro localización. 6
FIGURA 2 Micro localización..... 7
Figura 3 Trazado de la red. 39
FIGURA 4 Esquema del sistema de tratamiento seleccionado..... 76

1. CAPITULO. ASPECTOS GENERALES

1.1 Introducción

El crecimiento como el desarrollo mismo de las localidades urbanas trae consigo la generación de nuevas necesidades, las cuales deben ser previstas y atendidas a tiempo, de lo contrario representan un potencial problema de salud que se traduce en graves epidemias, de las cuales, la humanidad en diferentes épocas históricas ha experimentado devastadoras consecuencias.

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos. La fracción líquida de los mismos (aguas residuales) es esencialmente el agua dispuesta por la comunidad una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada. Si se permite la acumulación y estancamiento del agua residual, la descomposición de la materia orgánica puede conducir a la generación de grandes cantidades de gases malolientes. A este hecho cabe añadir la frecuente presencia en el agua residual bruta, de numerosos microorganismos patógenos que habitan en el aparato intestinal humano o que pueden estar presentes en ciertos residuos industriales.

Es por ello que la evacuación inmediata sin molestias del agua residual desde sus fuentes de generación, seguida de su tratamiento, eliminación, es no sólo deseable sino también necesaria en toda sociedad humana.

Es aquí donde la ingeniería juega un papel fundamental al aplicar los principios básicos de la ciencia e ingeniería a los problemas de control de las aguas contaminadas, teniendo como objetivo final la protección de la salud humana también del medio ambiente, empleando para ello medidas acordes a las posibilidades económicas, sociales, políticas de la localidad donde se aplicarán.

De acuerdo al diagnóstico sectorial de la Alcaldía municipal de San Rafael (2015), en los últimos años estos barrios han experimentado un notable incremento poblacional, lo cual consecuentemente ha dado lugar a la mayor demanda de los

servicios de infraestructura adecuados, cuya implementación debe realizarse dentro de los conceptos modernos de confort, en forma coherente y planificada que debe anticiparse al futuro con requerimientos técnicos modernos que permitan alcanzar mejores niveles de vida para sus habitantes.

Atendiendo a estos mismos preceptos, se definió la solución a la necesidad de recolectar, proporcionar un tratamiento adecuado a las aguas residuales de los barrios Rosario Murillo, Daniel Ortega, Santa Clara y Padre O dórico D´Andrea del municipio de San Rafael de Norte, Departamento de Jinotega.

El diseño de este proyecto se basó en el cumplimiento de las normativas establecidas en las guías técnicas de diseño publicadas por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA, 2004), así como en las Normas Técnicas Obligatorias y las disposiciones para el control contaminación provenientes descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agropecuarias (Decreto N^0 33-95), publicado en La Gaceta Diario Oficial.

Se utilizó como herramienta tecnológica de apoyo el software CivilCAD que es un complemento de AutoCAD para la realización y análisis de las redes de recolección.

1.2 Antecedentes

De acuerdo a datos proporcionados por la Empresa Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ENACAL), solamente un 30% del casco urbano del municipio de San Rafael del Norte cuenta con el servicio de alcantarillado, es la parte central por lo que los demás sectores no tienen cobertura, en este sector se cuenta con una planta de tratamiento que fue construida por la Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación (COSUDE), en el año de 1995 pero está ya no tiene capacidad para depurar el caudal que se está generando de las conexiones ilegales.

El sistema de alcantarillado sanitario existente en el municipio fue construido entre los años 90-98 y una última ampliación en el año 2000. Topográficamente el sistema permite que drene por gravedad, dando como resultado un sistema considerado eficiente desde el punto de vista técnico y económico, pero a consecuencia del crecimiento poblacional se ve insuficiente ya que no da cobertura al 100% de la población que necesita de él.

Lo conforma una red de 8.40 Km de tubería de Asbesto-Cemento con diámetros de 6 pulgadas y 4 pulgadas que corresponde a todo el centro de la ciudad, con un total de 830 conexiones más 25 conexiones ilegales. Con un caudal diario 5275 m^3/día, según datos registrados por ENACAL. Las aguas residuales son conducidas a 2 Filtros Anaeróbicos de Flujo Ascendente (FAFA) donde son sometidas a un proceso de tratamiento deficiente ya que el rebose de las aguas residuales y el efluente no cumple con lo establecido en el 33-95, ENACAL (2013).

El medio más empleado para la disposición de las excretas es la "Letrina" y para la eliminación de las aguas servidas, es el "Esparcimiento Superficial", tanto en el caso urbano como en las zonas periféricas.

Actualmente un 60% de la población aproximadamente, recurre como método sanitario a la utilización de sumideros; el resto de la población hace uso de letrinas tipo seco, que tienen una vida útil promedio de tres a cuatro años.

1.3 Justificación

La necesidad de diseñar un sistema de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales para los barrios de la ciudad de San Rafael del Norte, Jinotega se debe a que las aguas residuales domiciliarias, tal como salen de la casa, contienen distintos contaminantes que, de no ser tratados, pueden afectar la salud y la calidad del ambiente tal como se detalla a continuación:

- Microorganismos patógenos (bacterias, virus, parásitos) que producen enfermedades como la hepatitis, cólera, disentería, diarreas, giardiasis, etc.
- Materia orgánica (materia fecal, papel higiénico, restos de alimentos, jabones y detergentes) que consume el oxígeno del agua y produce malos olores.
- Nutrientes que propician el desarrollo desmedido de algas y malezas acuáticas en arroyos, ríos y lagunas.
- Otros contaminantes como aceites, ácidos, pinturas, solventes, venenos, etc., que alteran el ciclo de vida de las comunidades acuáticas.

El tratamiento de las aguas residuales domiciliarias debe ser entendido, como una necesidad, a fin de mantener condiciones adecuadas de salud e higiene para la población, conservar la calidad de las fuentes de agua y proponer a un uso racional y sustentable de los recursos acuáticos.

Con la ejecución de este proyecto, serán beneficiados los habitantes de los cuatro barrios de la zona norte del municipio, brindándoles un sistema capaz de recolectar en su totalidad las aguas residuales para darles un tratamiento adecuado, que sin dudad traerá beneficios ambientales y sociales a este municipio, tales como la reducción de contraer enfermedades patógenas antes mencionadas.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General.

Diseñar un sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de agua residual para los barrios Rosario Murillo, Daniel Ortega, Santa Clara y Padre Odorico D´Andrea de la ciudad de San Rafael del Norte, Departamento de Jinotega.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Elaborar un estudio socioeconómico para recopilar la información necesaria de la población de los barrios ya mencionados y su capacidad económica para la sostenibilidad del proyecto.
2. Realizar levantamiento topográfico de la zona de estudio para el trazo de la red de alcantarillado sanitario y la ubicación adecuada para la planta de tratamiento de las aguas residuales.
3. Diseñar la red de alcantarillado analizando los parámetros de caudales, hidráulicos y topográficos basados en las normas establecidas por INAA.
4. Seleccionar y diseñar el sistema de tratamiento de aguas residuales apropiado según la calidad del agua y las condiciones socioeconómicas ambientales de la zona.
5. Calcular cantidades de obras y el costo y presupuesto de toda la construcción.
6. Elaborar un estudio de impacto ambiental por etapas del proyecto: durante y después de la ejecución del mismo.

1.5 Descripción general de la localidad.

1.6 Ubicación

1.6.1 Posición geográfica

Los límites de San Rafael del Norte de acuerdo a INIFOM (2010):

El municipio limita:

Al Norte: Municipio de San Sebastián de Yali y Santa María de Pantasma.

Al Sur: Estelí y Jinotega.

Al Este: Santa María de Pantasma y Jinotega.

Al Oeste: San Sebastián de Yali y la Concordia.

Altura: La cabecera municipal está ubicada a 1,072 msnm.

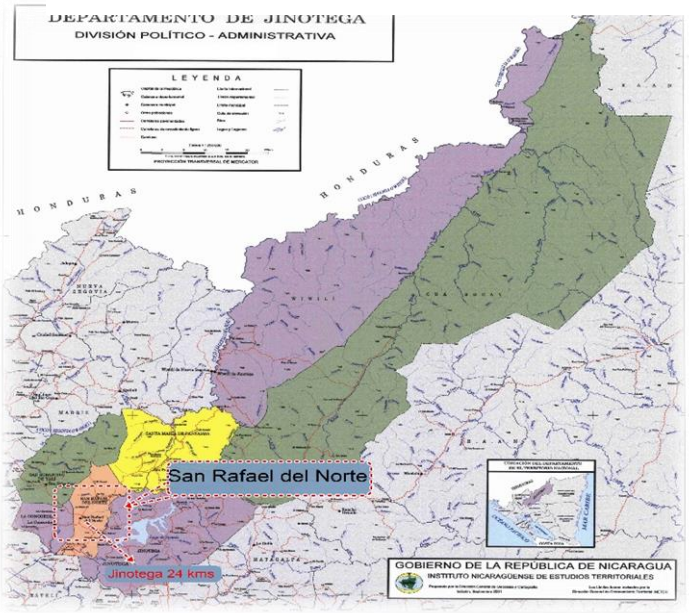
Temperatura: 15°C-25°C.

1.7 Localización

Macro localización

San Rafael del Norte está ubicado a 24 kms de la cabecera departamental y a 185 kms de la capital.

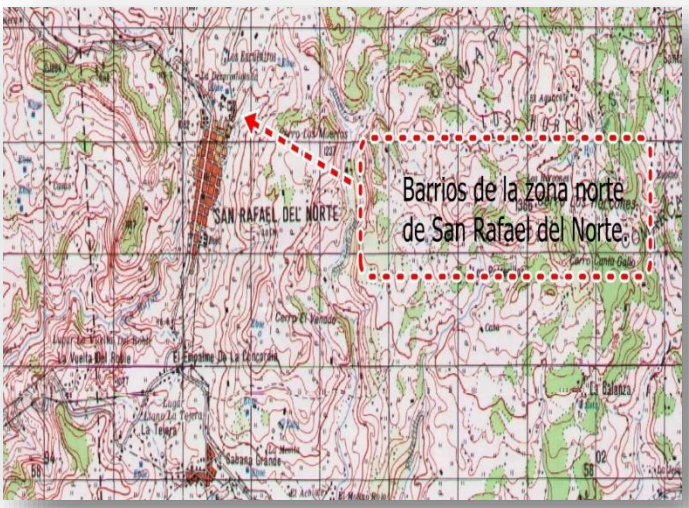
FIGURA 1 Macro localización.



FUENTE. INIDE

Micro localización

FIGURA 2 Micro localización



1.8 Geomorfología

El relieve del municipio de San Rafael del Norte presenta pendientes fisiográficas de escarpadas a extremadamente escarpadas con presencia de mesas y cerros grandes, con altos volúmenes de suelo Orgánico y una composición franco arcilloso, el relieve es muy accidentado (INIFOM, 2012).

Con diferencias marcadas en altitud y diversidad de sistemas terrestres, que varían desde los 1100 msnm en el valle de los cerros hasta los 1,450 msnm en la parte montañosa (INIFOM, 2012).

En el municipio de San Rafael del Norte se encuentran suelos con diferentes grados de evolución y desarrollo cuales varían desde suelos incipientes o suelos jóvenes (Entisoles y Vertisoles) hasta suelos maduros (Mollisoles y Alfisoles).

De manera general los suelos del municipio corresponden taxonómicamente a los órdenes siguientes: Entisoles (72 %), Vertisoles (9 %) Mollisoles 16 %) y Alfisoles (3 %), predominando los Entisoles con (72 %) del área total.

1.9 Clima

El clima de San Rafael del Norte, se caracteriza por tener en todo su territorio un clima frío, las temperaturas más bajas se registran en los meses de noviembre y diciembre, llegando hasta 10°c, La temperatura promedio anual es de 21°c, La precipitación anual es de 1,200 a 2,000 mm, pertenece al tipo de clima de sabana tropical de altura (INIFOM, 2012).

1.10 Hidrología

El Municipio de San Rafael del Norte cuenta con su principal Rio, el Rio Viejo que nace de la parte Norte – Oeste de la ciudad fronterizo a la Concordia además de sus otros ríos como lo son: San Gabriel, La Paz, Rio Pencal y Rio Janeirola. La mayoría de los afluentes de estos ríos carecen de agua en época seca, siendo ríos estacionales (INIFOM, 2012).

La característica de los recursos hídricos permite conocer que la lluvia que cae en las micro-cuencas del rio Viejo, se escurre rápidamente y que la mayor parte del agua caída se pierde por escorrentía, causando procesos de erosión fuerte de los suelos y una baja infiltración que alimenta el manto acuífero y que también proporciona agua a las plantas (INIFOM, 2012).

Los volúmenes de agua escurridos para la micro-cuenca del rio Viejo son 2,792,926 m^3/año y 3484,674 m^3/año respectivamente. Estas micro cuencas presentan una alta red hidrográfica que les permite evacuar grandes volúmenes de agua caída por lluvia, sin embargo, la mayor cantidad de agua se pierde por escorrentía debido a mal manejo de los recursos como consecuencia muchos afluentes importantes de estos ríos solamente transportan agua en época de invierno (INIFOM, 2012).

2. CAPITULO. MARCO TEORICO

2.1 Definición y características de las aguas residuales.

2.1.1 Aguas residuales

El agua residual se puede definir desde el punto de vista de las fuentes de generación, como la combinación de los residuos líquidos o aguas portadas de residuos procedentes tanto de las residencias, como de instituciones públicas, establecimientos industriales, comerciales, a los que con frecuencia se les agregan las aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

2.1.2 Características físicas.

2.1.2.1 Temperatura

La temperatura del agua residual generalmente es más alta que la del agua de suministro debido a la adición de aguas calientes procedentes de las casas y de las industrias. El estudio de este parámetro muy importante por su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas, velocidad de reacción y en la aplicabilidad del agua a usos útiles.

2.1.2.2 Color

El color del agua residual depende de su composición, concentración y edad. El agua residual reciente suele ser gris, sin embargo, cuando los compuestos orgánicos son descompuestos por las bacterias, el oxígeno disuelto en el agua residual se reduce a cero y el color cambia a negro. En esta condición se dice que el agua residual es séptica.

2.1.2.3 Olor

Los olores en las aguas residuales son debido a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar algo desagradable, pero más tolerable que el agua residual séptica.

2.1.2.4 Solidos Totales

Al conjunto de sustancias sólidas en el agua residual se le denomina sólidos totales, estos se encuentran en suspensión, en estado coloidal y disuelto. Se determinan en el laboratorio, vaporando y secando una muestra a una

temperatura de 103 a 105 grados centígrados. Se clasifican en sólidos en suspendidos y disueltos.

2.1.3 Características Químicas

2.1.3.1 Materia Orgánica

La materia orgánica procede de todo el alimento de origen animal, vegetal y de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de los compuestos orgánicos. Los principales grupos de sustancias orgánicas halladas en el agua residual son: proteínas, carbohidratos, grasas y aceites.

2.1.3.2 Materia Inorgánica

Mide el pH, Alcalinidad, Nitrógeno y Fósforo presente en las aguas residuales, la determinación de estos parámetros es muy importante ya que descargas tanto de fósforo como de nitrógeno deben ser controladas porque puede provocar un crecimiento excesivo de algas en las aguas receptoras, causando una disminución del oxígeno disuelto y a largo plazo serios problemas de contaminación.

2.1.3.3 Gases

Los gases más frecuentemente encontrados en el agua residual sin tratar son nitrógeno (N_2), oxígeno (O_2), dióxido de carbono (CO_2), sulfuro de hidrógeno (NH_3) y metano (CH_4). Los primeros tres son gases comunes en la atmósfera y se encuentran en todas las aguas expuestas al aire. Los dos últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en el agua residual.

2.1.4 Características Biológicas

2.1.4.1 Microrganismos

En las aguas residuales se hacen presentes microorganismos patógenos, así como aquellos que intervienen en el tratamiento biológico - saprófitos, que se encargan de degradar la materia orgánica hasta estabilizarla. Los principales grupos encontrados son protistas, virus, plantas como las algas y animales

2.1.4.2 Agentes Patógenos.

Una de las razones más importantes para tratar las aguas negras o servidas es la eliminación de todos los agentes patógenos de origen humano presentes en las excretas con el propósito de cortar el ciclo epidemiológico de transmisión, los agentes patógenos son capaces de sobrevivir lo suficiente para contaminar a los usuarios de las aguas afectadas. Entre este grupo se tiene Coliformes totales, Coliformes fecales, Salmonellas y Virus.

La determinación del grado de contaminación de las aguas residuales o la carga biológica presente en ellas se mide indirectamente por vía de la determinación del número más probable de microorganismos (NMP/100 ml) y mediante el conteo general de bacterias.

2.1.5 Periodo de Diseño

El periodo de diseño está basado en los factores que influyen en la capacidad y funcionamiento del sistema, tales como:

- Vida útil de los elementos del sistema.
- Planes de desarrollo futuro.
- Funcionamiento del sistema en los primeros años de vida.

De acuerdo al Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), se diseña para un período de 20 a 25 años.

Tabla 1 Periodo de diseño económico para las estructuras de los sistemas

Tipo de estructuras	Características especiales	Periodo de diseño/años
Colectores principales Emisarios de descarga	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Tuberías secundarias hasta ø 375 mm		25 o mas
Plantas de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse por etapas. Deben consideraras las tasas de interés por los fondos a invertir.	10 a 25
Edificaciones y estructuras de concreto		50

Tipo de estructuras	Características especiales	Periodo de diseño/años
Equipos de bombeo : a) De gran tamaño b) Normales		 10 a 25 10 a 15

FUENTE Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales

2.1.6 Proyección de la Población

Una proyección de población es un cálculo que refiere el crecimiento aproximado previsto en el número de habitantes de un lugar para un año futuro dado. Con el fin de determinar la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad y definir el tipo de tratamiento de la población existente y futuras extensiones del servicio, que será fijado para un periodo económico de diseño.

2.1.6.1 Tasa de Crecimiento Geométrico

Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua, donde las tasas recomendadas por las Normas Nicaragüenses no deben ser menores al 2.5% y no mayores al 4%.

2.1.6.2 Método por Porcentaje de Saturación

Se define esta como la cantidad máxima de habitantes que puede albergar una extensión o área determinada. Para la determinación de población de saturación se requiere efectuar un conteo poblacional; examinar la distribución espacial de viviendas y cuantificar el área promedio de lotes ocupados; detectar la presencia de lotes baldíos e inferir con los datos anteriores, las futuras concentraciones.

El método puede ser aplicable tanto para el análisis de bloques individuales como para el sector en su conjunto.

2.1.7 Cantidades de Aguas Residuales

Se puede observar que no toda el agua abastecida por el acueducto vuelve, en forma de agua usada a la cloaca, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección.

2.1.7.1 Dotación

Para las ciudades del interior del país, la dotación se obtiene de Tabla 2

Tabla 2 Dotaciones de agua para las ciudades del resto del país.

Rango de población	**Dotación** L/hab/día
0-5,000	100
5,000-10,000	105
10,000-15,000	110
15,000-20,000	120
20,000-30,000	130
30,000-50,000	155
50,000-100,000 y más	160

Fuente Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales

2.1.7.2 Agua Residual domestica

Son aquellas provenientes de inodoros, regaderas, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por solidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), solidos sedimentables (principalmente materia orgánica), nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos, (Comisión Nacional del Agua ,2009)

2.1.7.3 Gasto de Infiltración (Qinf)

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 2L/hora/ 100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

2.1.7.4 Gasto Medio (Qm)

El gasto medio de aguas residuales domésticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del consumo de agua.

2.1.7.5 Gasto Mínimo de Aguas Residuales (Qmin)

El gasto mínimo Q_{min} es el menor volumen de escurrimiento que se presenta.

2.1.7.6 Gasto Máximo de Aguas Residuales (Qmáx)

El gasto máximo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado.

2.1.7.7 Gasto de Diseño (Qd)

Si el área a servir tuviera más de uno de los usos antes señalados (Comercial, Institucional, Industrial), los caudales de aguas residuales se deberán estimar como la suma de las contribuciones parciales por uso, debiéndose efectuar el diseño de los tramos de alcantarillado en base del aporte calculado para cada uso, y no usando el valor promedio por área unitaria.

$$\boldsymbol{Q_D = Q_{máx} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{ins} + Q_{ind}}$$

Ecuación Gasto Medio

Dónde:

Q_{com}: Gasto comercial

Q_{ins}: Gasto institucional público

Q_{ind}: Gasto industrial

2.1.8 Sistema de Alcantarillado Sanitario

2.1.8.1 Definición

Alcantarillado sanitario, también denominado red de saneamiento, red de aguas servidas o red de aguas residuales; es un conjunto integrado por distintas estructuras hidráulicas (tuberías, conectores, canales, etc.) situadas a fin de aprovechar las mejores condiciones para la recolección y disposición final de las aguas residuales donde luego serán despojadas de elementos indeseables para ser reutilizadas.

2.1.8.2 Tipos de Sistema de Alcantarillado.

De acuerdo con la manera en que los sistemas de alcantarillado pueden transportar las aguas servidas y pluviales, es posible clasificarlos en dos tipos: Sistema Combinado o Unitario y Sistema Separado.

Los alcantarillados sanitarios también se pueden clasificar según las estructuras de registros, tipo de conexión domiciliar, diámetros, coberturas y ubicación de tuberías en los sistemas de redes en cuatro tipos:

- Sistema convencional.
- Redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos.
- Redes de alcantarillado simplificado
- Sistema de alcantarillado en régimen de condominio

2.1.8.3 Criterios de Diseño de la Red de Alcantarillado.

Los criterios técnicos para realizar el diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario se basan en las “Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Sistemas de Alcantarillados Sanitario” publicado por la Dirección de Alcantarillado Sanitario de Managua del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA); aplicadas para un Sistema de Alcantarillado Sanitario Convencional.

2.1.8.4 Trazado de la Red

La red de alcantarillado sanitaria se diseña para que se ajuste lo más posible a la pendiente natural del terreno. La distancia horizontal de las alcantarillas con otros sistemas de redes u objetos no deberá ser menor que:

1)- Se ubicará a una distancia de 3 m de los postes de tendido eléctrico y telefónico.

2)- No deberá estar a menos de 0.5 m de los cables de energía eléctrica.

3)- Deberá existir una distancia libre de 2 m de los troncos de los árboles.

4)- Estará ubicada a 1.5 m del eje de la cuneta.

2.1.8.5 Ubicación de las Alcantarillas

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.

2.1.8.6 Componentes de la Red de Recolección

2.1.8.6.1 Conexión Domiciliar

Son pequeñas cámaras construidas de hormigón, ladrillo o plástico que conectan el alcantarillado privado, interior a la propiedad, con el público en las vías.

2.1.8.6.2 Conductos

Son tuberías destinadas a la recolección del agua proveniente de las viviendas, se clasifican de acuerdo a su ubicación de la siguiente manera:

- Colectores principales: Son tuberías de gran diámetro, situadas generalmente en las partes más bajas de las ciudades y transportan las aguas servidas hasta su destino final.
- Colectores secundarios: Son las tuberías que recogen las aguas de los colectores terciarios y los conducen a los colectores principales.
- Colectores terciarios: Son tuberías de pequeño diámetro (150 a 250 mm de diámetro), a los cuales se conectan las acometidas domiciliares.

2.1.8.6.3 Pozos de Visitas

Son cámaras de inspección verticales que permiten el acceso a los colectores para facilitar su mantenimiento. Se construyen de ladrillos de barro y tienen diámetros internos de 1.20 m. La separación máxima de pozos de visita es de 100 m para alcantarillas de 350 mm (15”) de diámetro y menores.

2.1.8.6.4 Ubicación

Se deberán ubicar pozos de visita (PVS) o cámaras de inspección, en todo cambio de alineación horizontal o vertical, en todo cambio de diámetro, en las intersecciones de dos o más alcantarillas, en el extremo de cada línea cuando se prevean futuras ampliaciones aguas arriba, en caso contrario se deberán instalar "Registros terminales" (cleanout).

2.1.8.6.5 Distancia máxima entre Pozos

El espaciamiento máximo entre PVS deberá variar, de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles. Se muestra la forma siguiente:

Tabla 3 Distancia máxima entre pozos

EQUIPOS	DIAMETROS (mm)	SEPARACIÓN MÁXIMA (m)
Técnicamente Avanzados	150 - 400	150
	450 y mayores	200
Tradicional	150 - 400	100
	450 y mayores	120

Fuente Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales

2.1.8.6.6 Características del Pozo de Visita

- El PVS podrá ser construido totalmente de concreto, o con el cuerpo de ladrillo cuarterón apoyado sobre una plataforma de concreto.
- Para pozos con profundidades mayores de 3 m, el proyectista deberá determinar el grosor de la pared, para que resista los esfuerzos a que será sometida durante el funcionamiento del sistema.
- El diámetro interno Ø del pozo será 1.20 m, para alcantarillas con Ø: 750 mm y menores; para alcantarillas con Ø mayores de 750 mm, Ø deberá ser igual a Ø + 600 mm.

2.1.8.6.7 Pozos de Vista con Caída

Los pozos de vista de caída se deberán utilizar cuando el Invert de la tubería entrante este a más de 60 cm por encima del Invert de la tubería de salida.

2.2 Hidráulica de las Alcantarillas

2.2.1 Fórmula y Coeficiente de Rugosidad

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en 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, a los costos de inversión, de Operación y Mantenimiento.

En la Tabla 4, se indican valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corriente.

Tabla 4 Coeficiente de rugosidad de maning

Material	Coeficiente “n”
Concreto	0.013
Polivinilo (PVC)	0.009
Polietileno (PE)	0.009
Asbesto-Cemento(AC)	0.010
Hierro Galvanizado(HºGº)	0.014
Hierro Fundido(HºFº)	0.012
Fibra de vidrio	0.010

Fuente: Guías Técnicas para el diseño de alcantarillado Sanitario y sistema de tratamiento de Aguas Residuales INAA

2.2.2 Diámetro Mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm.

2.2.3 Pérdida de Carga Adicional

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a 0.25 $(Vm)^2$ /2g entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3 cm.

2.2.4 Cambio de Diámetro

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

2.2.5 Ángulos entre Tuberías

En todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida deberá tener un valor mínimo de 90º y máximo de 270º medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

2.2.6 Cobertura sobre Tuberías

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras.

2.2.7 Velocidades Mínimas y Máximas

La velocidad a tubo lleno debe ser como mínimo de 0.60 m/s y velocidad máxima de 3 m/s.

2.2.8 Pendientes Mínimas y Máximas

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre, que será ≥ 1 Pa. En cuanto Pendiente Máxima en el sistema convencional es aquella pendiente que produzca una velocidad de diseño no mayor de 3 m/s.

2.3 Sistemas de Tratamiento

La conceptualización y selección de un proceso de tratamiento de aguas residuales, depende principalmente de las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente, la disponibilidad del terreno, los costos de construcción, operación y mantenimiento, la eficiencia del sistema de tratamiento y la capacidad técnica existente en el país.

Los esfuerzos para colectar y tratar las aguas residuales domésticas de la descarga están sujetos a regulaciones y estándares locales, en el caso de Nicaragua, INAA es el ente regulador para el diseño y construcción de cualquier estructura para fines sanitarios y MARENA es el ente regulador de la calidad del

efluente a través del Decreto Nº 33 – 95 y Ley General del Medio Ambiente y los Recursos Naturales.

2.3.1 Parámetros de Selección del Sistema de Tratamiento

Para seleccionar el método más adecuado para el tratamiento de las aguas servidas, es necesario analizar factores climatológicos, económicos y topográficos.

El sistema de tratamiento seleccionado deberá producir un efluente de calidad, tal que, el vertido de este, cause el mínimo impacto ambiental sobre el cuerpo receptor, para lo cual se requiere de los siguientes parámetros de calidad:

- Reducir la incidencia de las enfermedades hídricas y contribuir en el fortalecimiento de la salud pública a través de la remoción de patógenos en los procesos de tratamiento.
- Reducir el consumo de oxigeno de la fuente receptora, a través de la remoción de la demanda bioquímica de oxigeno (DBO) de los efluentes vertidos.
- Reducir la turbiedad y permitir mayor penetración de la luz por medio de la remoción de sólidos en suspensión y sedimentables.
- Minimizar el impacto ambiental de las estructuras de tratamiento misma y de las descarga de los efluentes, debiéndose cumplir con las disposiciones del Decreto Nº 33 – 95 Disposiciones para el Control contaminación provenientes de Descargas de Aguas Residuales Domésticas, Industriales y Agropecuarias y Ley General del Medio Ambiente y los Recursos Naturales.

2.3.2 Tipos de Tratamientos

Existen diferentes tipos de tratamiento los cuales se determinan su uso de acuerdo a las necesidades específicas de cada proyecto, sin embargo, es posible agruparlos en cuatro grupos:

- Tratamiento preliminar
- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario
- Tratamiento terciario

2.3.3 Tratamiento Preliminar.

Está compuesto por dispositivos simples pero eficaces especialmente en la eliminación de elementos como desperdicios sólidos no biodegradables.

2.3.3.1 Rejillas

Las rejillas de barras pueden ser de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas. Las rejillas gruesas son aquellas con aberturas iguales o mayores de 6.4 mm pueden ser de barra o varillas de acero, se deben usar para proteger bombas, válvulas, tuberías y equipos, del taponamiento o interferencia causados por trapos, tarros y otros objetos grandes.

La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento.

Las barras de la rejilla no deberán ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad. Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0.45 m/s a caudal promedio.

2.3.3.2 Desarenador

La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales.

Los desarenadores de flujo horizontal para aguas residuales, se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 0.3 m/s. Dicha velocidad permite el transporte de la mayor parte de partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a suspender el material orgánico sedimentado, pero permite el asentamiento del material inorgánico pesado. En la práctica, para facilidad de construcción, se usan desarenadores de sección trapecial,

aproximada a la sección de diseño parabólica. Generalmente los desarenadores para aguas residuales se diseñan para remover todas las partículas de diámetro mayor de 0.20 mm.

2.3.3.3 Vertederos Triangulares

Los vertederos triangulares deben instalarse en las salidas de los sistemas de tratamiento, pues las aguas residuales ya han sido tratadas, no habiendo problemas de sólidos que puedan obstruir esos dispositivos. Estos vertederos deberán ser de pared delgada y arista viva y deberán trabajar a descarga libre.

El vertedero triangular deberá ser de escotadura en ángulo de 90º. Este vertedero proporciona un excelente método para medir pequeños gastos.

2.3.3.4 Medidor Parshall

El canal Parshall ha sido empleado como dispositivo de medición de gastos en las plantas de tratamiento de aguas residuales, instalaciones en las que el bajo costo es cuestión de importancia. Ha resultado un medio de aforo satisfactorio y también muy útil para verificar la velocidad en los desarenadores.

El medidor Parshall presenta las ventajas de: depender de sus propias características hidráulicas, una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es baja, posee sistema de auto-limpieza que hace que no haya obstáculos capaces de provocar formación de depósitos, por lo tanto es el más recomendable para medir caudales de aguas residuales sin tratar.

2.3.4 Tratamiento Primario

El tratamiento primario sirve para reducir aceites, grasas, arenas y sólidos gruesos. Este paso está enteramente hecho con maquinaria, de ahí conocido también como tratamiento mecánico.

2.3.4.1 Tanque Séptico.

Son tanques generalmente subterráneos, sellados, diseñados y construidos para el saneamiento rural. Deben llevar un sistema de pos tratamiento. Se recomiendan solamente para:

- Áreas desprovistas de redes públicas de alcantarillados.
- Alternativa de tratamiento de aguas residuales en áreas que cuentan con redes de alcantarillado locales.
- Retención previa de los sólidos sedimentables, cuando la red de alcantarillado presenta diámetros reducidos.

No está permitido que les entre:

- Aguas lluvias ni desechos capaces de causar interferencia negativa en cualquier fase del proceso de tratamiento.
- Los efluentes a tanques sépticos no deben ser dispuestos directamente en un cuerpo de agua superficial, deben ser tratados adicionalmente para mejorar la calidad del vertimiento.
- Sirve para retener los sólidos sedimentables, remover sólidos suspendidos y provocar la descomposición parcial de estos. En la Tabla 5 se detallan las características típicas para el diseño de tanques sépticos.

Tabla 5 Características típicas para el diseño de tanques sépticos.

Especificación de diseño	Unidad	Valor
No. de camas	c/u	2.00
Relación Largo/Ancho	m	2 L/B 4
Profundidad útil mínima (h)	m	1.20
Ancho máximo	m	2.00(h)
1era. cámara	m	2/3Vu
2 da. cámara	m	1/3Vu
Borde inferior	m	2/3h
Borde superior	m	Nl - 0.30
Rasante del tubo de entrada	m	SLL + 0.075
TRH mínimo	d	0.5
Contribución de lodo fresco	l/p/d	1.00
Almacenamiento/lodo digerido	año	1.00

Fuente Especificaciones Técnicas para el diseño de tanques sépticos.

2.3.4.2 Tanque Imhoff

El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. 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. Elimina del 40% al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO del 40% al 60%.

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 natas

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador.

El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación. Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente por diferencial de presión a través de tuberías y se conducen a lechos de secado.

2.3.5 Tratamiento Secundario

2.3.5.1 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente.

El filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA) es un sistema de tratamiento de aguas residuales con biopelícula fija para la remoción de materia orgánica en condiciones anaerobias.

En la filtración de las aguas residuales, los compuestos que conforman la materia orgánica, sufren una serie de cambios y se transforman en sustancias más estables que llegan a una oxidación casi completa, cuya intensidad depende del grado de la filtración, es decir, la forma, tamaño y acomodo de las partículas que forman el medio filtrante y tiempo de residencia hidráulica dentro del filtro. Las partículas más gruesas, son separadas por efecto mecánico, donde el éxito de la filtración depende de la vida microbiológica que se desarrolla sobre la superficie del material filtrante (Babbitt HE and Baumann ER, 1977).

Los reactores anaerobios de crecimiento adherido con flujo ascendente se diferencian entre sí por el tipo de empaque usado y por el grado de expansión de la cama o lecho. En el reactor de cama empacada con flujo ascendente (Ilustración 1.1) el empaque está fijo y el flujo del agua residual asciende por los espacios intersticiales entre el empaque y el crecimiento de biomasa. Generalmente no se recircula el efluente, excepto cuando se tratan aguas residuales con concentraciones altas. El primer proceso empacado de flujo ascendente fue empacado con roca, actualmente se utiliza una variedad de empaques sintéticos.

2.3.5.2 Biofiltro

Humedales de flujo sub-superficial (Biofiltro de flujo horizontal sub-superficial) Es un sistema de tratamiento que requiere de poca profundidad en el que se encuentran sembradas plantas acuáticas con el objeto de remover los agentes contaminantes, como metales pesados y tóxicos. Son de gran ventaja ya que no requieren de energía eléctrica para operar, son muy agradables a la vista y además efectivos en la purificación final de las aguas en todos los aspectos (eliminación de olor, color, turbiedad y agentes patógenos).

Un humedal de flujo horizontal consta de pilas rectangulares con profundidades que oscilan entre 60 cm y 100 cm, con un relleno de material grueso (5 cm 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 mm a 15 mm de diámetro.

En este tipo de humedales, las aguas residuales pre-tratadas 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 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.

2.3.5.3 Lecho Filtrante

Los criterios para seleccionar el lecho filtrante son la granulometría, la porosidad, la permeabilidad y la resistencia física contra el desgaste provocado por las aguas residuales. Los materiales utilizados son grava, piedra triturada o piedra volcánica.

En Nicaragua existen materiales resistentes que poseen alta porosidad, tales como el hormigón rojo, hormigón negro y la piedra volcánica negra. Los primeros dos, que se encuentran naturalmente en bancos de arena volcánica del país, tienen una porosidad entre 40% y 60%, mientras que la piedra negra, de mayor granulometría, tiene una porosidad superior al 70%. De acuerdo con las investigaciones del Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios del Ambiente (PIENSA), se recomienda un material con porosidad menor que el 80%, que corresponde a la definición de arena gruesa.

2.3.5.4 Plantas de pantano

Las raíces de las plantas ayudan a incrementar los efectos físicos tales como la filtración y el desarrollo de los microorganismos en su área superficial. La introducción de oxígeno en el lecho filtrante permite la formación de una población microbiana aeróbica en zonas cercanas a las raíces de las plantas.

En Nicaragua existe experiencia con el tratamiento por medio de Carrizos, es de fácil manejo y se adapta sin problema a la zona donde se proyecta la planta de tratamiento.

2.3.5.5 Lagunas de Estabilización

Una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar aguas residuales con el objeto de mejorar sus características sanitarias. Las lagunas de estabilización se construyen de poca profundidad y con períodos de retención relativamente grandes (por lo general de varios días).

Los parámetros más utilizados para evaluar el comportamiento de las lagunas de estabilización de aguas residuales y la calidad de sus efluentes son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) que caracteriza la carga orgánica; y el número más probable de coliformes fecales (NMP CF/100ml), que caracteriza la contaminación microbiológica. Además, tienen importancia los sólidos totales sedimentables, en suspensión y disueltos.

2.3.6 Tratamiento Terciario

El tratamiento terciario proporciona una etapa final para aumentar la calidad del efluente, especialmente mediante la remoción de nutrientes como el nitrógeno y el fósforo, DBO_5 y DQO que no pudieron ser removido en el tratamiento secundario, hasta dar como resultado un efluente con el estándar requerido antes de que éste sea descargado al ambiente receptor (mar, río, lago, campo, etc.). Más de un proceso terciario puede ser usado en una planta de tratamiento. Algunos de los métodos utilizados como tratamiento terciario se presentan a continuación.

2.3.6.1 Filtración

La filtración por arena remueve gran parte de los residuos de materia suspendida. El carbón activado sobrante de la filtración remueve las toxinas residuales.

2.3.6.2 Lagunaje

El tratamiento de lagunas proporciona el establecimiento necesario y fomenta la mejora biológica de almacenaje en charcos o lagunas artificiales. Se trata de una imitación de los procesos de autodepuración que somete un río o un lago al agua residual de forma natural. Estas lagunas son altamente aerobias y la colonización por los macrophytes nativos, especialmente cañas, se dan a menudo.

2.3.6.2.1 Lagunas Aerobias

Son lagunas poco profundadas de 1 m a 1.5 m, la carga orgánica que reciben es menor de 150 KgDBO5/Ha*día con la cual prevalecen las condiciones aerobias. Las principales reacciones que se dan son:

Degradación aerobia y fotosíntesis

Se utilizan principalmente como tratamientos adicionales de efluentes que proceden de otro tipo de tratamiento y que contienen poco sólidos en suspensión.

2.3.6.2.2 Lagunas Anaeróbicas

Toman este nombre por la naturaleza de la actividad biológica que tiene lugar en el proceso de tratamiento, el cual se realiza bajo una condición de ausencia de aire u oxigeno libre y está caracterizado por el empleo de una alta carga orgánica y por consiguiente un corto período de retención, razón por la cual no remueven microorganismos patógenos.

Con profundidades de 2 m a 4 m reciben aguas residuales sin tratamiento previo, la carga oscila entre 600 - 1200 Kg DBO5/Ha*día, con gran cantidad de sólidos en suspensión. La carga orgánica es tan grande que toda la masa de agua se encuentra en condiciones anaerobias.

2.3.6.3 Tierras Húmedas Construidas

Las tierras húmedas construidas incluyen camas de caña y un rango similar de metodologías similares que proporcionan un alto grado de mejora biológica aerobia y pueden ser utilizados a menudo en lugar del tratamiento secundario para las comunidades pequeñas.

2.3.6.4 Remoción de Nutrientes

La remoción del nitrógeno o del fósforo de las aguas residuales se puede alcanzar mediante la precipitación química o biológica. La remoción del nitrógeno se efectúa con la oxidación biológica del nitrógeno del amoníaco a nitrato (nitrificación que implica nitrificar bacterias tales como Nitrobacter y Nitrosomonus), y entonces mediante la reducción, el nitrato es convertido en gas

nitrógeno (des nitrificación), que se lanza a la atmósfera. Los filtros de arena, las lagunas y las camas de lámina se pueden utilizar para reducir el nitrógeno.

La remoción del fósforo se puede efectuar biológicamente en un proceso llamado retiro biológico realzado del fósforo. En este proceso específicamente bacteriano, llamadas Polyphosphate que acumula organismos, se enriquecen y acumulan selectivamente grandes cantidades de fósforo dentro de sus células.

2.3.6.5 Desinfección

El propósito de la desinfección es reducir substancialmente el número de organismos vivos en el agua que se descargará nuevamente dentro del ambiente. La efectividad de la desinfección depende de la calidad del agua que es tratada (por ejemplo: turbiedad, pH, etc.), del tipo de desinfección que es utilizada, de la dosis de desinfectante (concentración y tiempo), y de otras variables ambientales. Los métodos comunes de desinfección incluyen el ozono, la clorina, o la luz.

2.3.6.6 Disposición de las Aguas Tratadas

Existen tres métodos a seguir para llevar a cabo la disposición final de las aguas negras:

2.3.6.7 Disposición por Dilución

El lugar lógico de evacuación de las aguas residuales de una ciudad es un cuerpo natural de agua. Esta forma de desagüe se denomina evacuación por dilución y ha sido empleada con mayor o menor éxito por muchas ciudades, con poco o ningún tratamiento.

2.3.6.8 Sistemas de Tratamientos en el Suelo

Consiste en la aplicación controlada de agua residual sobre la superficie de un terreno, para alcanzar un grado determinado de tratamiento a través de procesos físicos, químicos y biológicos.

Actualmente se realiza por medio de absorción superficial sobre el suelo; este sistema es conocido como campos de infiltración o campos de drenaje y consta de una serie de zanjas de relativa profundidad, 0.9 m a 2.4 m, llenas de grava.

2.3.6.9 Disposición por Irrigación

Las descargas de aguas residuales tratadas utilizadas para el riego agrícola, en la producción de cultivos hortícolas deberán cumplir con los rangos y límites máximos permisibles descritos a continuación:

Tabla 6 Disposición para riego agrícola.

Parámetros	Rangos y Límites Máximos Promedio Diario
pH	6.5 a 8.5
Conductividad Eléctrica (micromhos / cm)	200
DBO (mg / l)	120
DQO (mg / l)	200
Sólidos Suspendidos Totales (mg / l)	120
Aluminio (mg / l)	5.0
Arsénico (mg / l)	0.1
Boro (mg / l)	1.0
Cadmio Total (mg / l)	0.01
Cianuros (mg / l)	0.02
Cobre (mg / l)	0.2
Cromo Total (mg / l)	0.1
Hierro (mg / l)	5.0
Fluoruros (mg / l)	3.0
Manganeso (mg / l)	0.2
Níquel (mg / l)	0.2
Plomo Total (mg / l)	5
Selenio (mg / l)	0.02
Zinc (mg / l)	2.0
Coliformes Fecales (cada 100 ml)	1000
Huevos de Helmintos (cada 100 ml)	1
Tasa de absorción de sodio (mg / l)	6
Zinc (mg / l)	2.0

(Fuente: Disposiciones para el control contaminación provenientes descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agropecuarias – Decreto No. 33-95)

2.4 Análisis de Costos

2.4.1 Costos de Construcción

Es el gasto económico que representa llevar a cabo el proyecto. Se compone de los costos de los materiales de construcción, de transporte de los materiales, de la mano de obra y equipos, licencia de construcción y de la adquisición de cualquier bien material para su ejecución.

2.4.2 Costos de Mantenimiento y Operación

Es el costo por mantener funcionando adecuadamente todos y cada uno de los componentes del proyecto. Está íntimamente ligado a las características de los

diferentes dispositivos o estructuras e incluye el costo del personal para operar y velar por el bienestar físico de cada estructura, además de predecir el cambio o refuerzo de los dispositivos en el paso del tiempo.

3. CAPITULO. DISEÑO METODOLOGICO

La metodología empleada para el diseño de este sistema de alcantarillado responde a la normativa de las guías técnicas empleadas por el INAA, CEPIS, y el Marena (decreto 33-95).

El proyecto fue elaborado en las cuatro etapas siguientes:

La primera consistió en la recopilación de todos los estudios básicos ya existentes, realizados por diferentes instituciones Nacionales y/o contratadas por la Alcaldía de San Rafael del Norte, tales como ENACAL, INETER, INIDE, etc. El levantamiento topográfico (Altimetrico-Planimetrico) para la descripción del terreno de la Ciudad.

La segunda se basó en la definición de la alternativa de la red de alcantarillado sanitario con su debido cálculo hidráulico y topográfico así como la elaboración de sus planos correspondientes en planta y perfil.

Como tercer proceso se calcularon dos distintas alternativas de sistemas de tratamiento, elaborando sus respectivos planos y manuales de operación mantenimiento para la selección de la más conveniente, acorde con las características ambientales y socioeconómicas de la Ciudad.

Por último y cuarta etapa, se analizaron los costos y presupuestos de cada obra así como los impactos ambientales positivos y negativos que se pudieran generar en la etapa de construcción y operación del proyecto.

3.1 Estudios Preliminares

3.1.1 Recopilación de Información

Inicialmente se realizó una visita a la alcaldía a exponer el proyecto y de la idea que se proponía realizar, esto con el fin de recibir el respaldo de las autoridades de la municipalidad tanto como decir apoyo de la población, teniendo estos dos primeros pasos procedimos a recolectar información básica, estableciendo un vínculo de trabajo y oportunidad con la alcaldía de la municipalidad se nos facilitó por parte de catastro los planos planímetros de la proyección de los 4 barrios a

tratar, además por medio de una reunión se recopilo información sobre el plan de desarrollo del barrio realizado por ellos mismos.

Posteriormente se realizaron visitas a la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL), con el propósito de obtener datos de consumos de agua potable, características de aguas residuales de la zona, consulta sobre la funcionalidad del sistema en la ciudad.

Así mismo se hizo uso de la web como herramienta de apoyo y consulta, de donde se obtuvieron diversas informaciones tales como: Censo de población y vivienda elaborado por Instituto Nicaragüense de Información para el Desarrollo (INIDE, anteriormente INEC) en el año 2005 y Normas y Reglamentos de INAA para el diseño, operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado y plantas de tratamientos de aguas residuales.

3.1.2 Reconocimiento de la Zona

Una vez consolidado el apoyo de la alcaldía y el manejo de ciertos datos básicos sobre la información de la ciudad, se procedió con la visita a la zona estudiar, verificación de datos proporcionados, visualización de terreno y topografía, sondeos sobre el ecosistema que se vive y la necesidad que esta tiene por un sistema de tratamiento de agua residual, además de reconocer las áreas de expansión urbana.

3.1.3 Estudios Geotécnicos

Se realizaron sondeos manuales de extracción de muestras de suelo donde se propone la red de alcantarillado, cabe mencionar que todas las calles de los barrios trabajados están solamente recubiertas con materiales de préstamo y relleno, de igual modo se realizaron exploraciones de calicatas en área de construcción de planta de tratamiento a una profundidad de 1.80m obteniendo características de los suelos tales como tipo de suelo, granulometría, límites de atterbereg, coeficientes de expansión, Angulo de fricción, capacidad de soporte, grado de infiltración.

Los estudios se llevaron a cabo en el laboratorio de suelos y materiales de construcción de la universidad nacional de ingeniería Recinto Universitario Augusto C. Sandino (UNI-RUACS), como referencia, se utilizaron las guías de mecánica der suelo, normas estipuladas y consultas biográficas.

3.1.4 Pruebas realizadas

3.1.4.1 Calculo de contenido de humedad

El contenido de humedad del suelo, se define como la cantidad de agua presente en el suelo al momento de efectuar el ensaye, relacionado al peso de su fase sólida.

3.1.4.1.1 Fórmula para calcular el contenido de humedad:

$$\%\boldsymbol{W} = \frac{\boldsymbol{W_w}}{\boldsymbol{W_s}} * \mathbf{100} = \frac{\boldsymbol{W_h - W_s}}{\boldsymbol{W_s}} * \mathbf{10}$$

Dónde:

%W: Porcentaje de humedad

W_w: Peso de la muestra húmeda

W_s: Peso de la muestra seca

3.1.4.2 Determinación del Análisis Granulométrico de los Suelos (Método Mecánico). (ASTM D-422; AASHTO T 27-88)

Para determinar el tamaño de los granos del suelo, se realizó a través del método mecánico, consistió en cribar el suelo por medio de los tamices 3/8", No.4 No.10, No.40, llegando hasta la malla Nº200 (0.074 mm), los pesos retenidos en cada malla se pesaron, obteniendo así el porcentaje en peso con respecto a la muestra total.

Fórmulas a utilizar para el análisis granulométrico:

$$\boldsymbol{Pasa\ la\ No.200}: \boldsymbol{W_{S\,Seco} - W_{S\,Lavado}}$$

$$\%\ \boldsymbol{PRP}: \left(\boldsymbol{PRP}/_{\mathbf{100}}\right) * \mathbf{100}$$

$$\%\ \boldsymbol{PRA}: \%\boldsymbol{PRP} + \%\boldsymbol{PRA\ Anterior}$$

$$\% \boldsymbol{Que\ Pasa} = \mathbf{100\%} - \boldsymbol{PRA}$$

Dónde:

PRP (gr): Peso Retenido Parcial en gramos

PRA (gr): Peso Retenido Acumulado en gramos

3.1.4.3 Determinación de los Límites de Consistencia o de Atterberg de los Suelos. (ASTM D 4318, AASHTO T 89-90 Y AASHTO T 90-87)

Arbitrariamente Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos mediante la fijación de los limites siguientes: Líquido (L.L), Plástico (L.P.), y de contracción (L.C.) y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio.

Fórmulas a utilizar para el análisis de límites de consistencia:

- ✓ Cálculo del Límite Líquido

$$\boldsymbol{LL}: \%\boldsymbol{W}\left(\boldsymbol{N}/_{\mathbf{25}}\right)^{\mathbf{0.121}}$$

- ✓ Cálculo del Límite Plástico

$$\boldsymbol{LP}: \frac{\%\boldsymbol{W_1}+\%\boldsymbol{W_2}}{\mathbf{2}}$$

- ✓ Índice de Plasticidad

$$\boldsymbol{IP}: \boldsymbol{LL} - \boldsymbol{LP}$$

3.1.4.4 Estudio de Población

Para elaborar el estudio de población se realizó encuesta socioeconómica en cada una de las viviendas de los 4 barrios de la zona de estudio. Así mismo se utilizaron los datos obtenidos del departamento de Catastro de la Alcaldía Municipal de San Rafael del Norte, a través del consolidado de lotes según actividad

correspondiente al año 2014. En base a la de tasa crecimiento calculada, se determinó la población para el año de saturación.

3.1.4.5 Periodo de Diseño

Se proyectó para un periodo de 20 años de acuerdo a La Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.

3.1.4.6 Análisis de Tasa de Crecimiento Poblacional.

El método utilizado fue por Saturación: Se debe determinar la población de saturación para un lugar determinado, luego de conocer sus tasas de crecimiento para varios períodos de tiempo anteriores. Conociendo esa población de saturación, se determinan los porcentajes correspondientes de saturación, basado en las poblaciones de los censos anteriores.

3.1.4.7 Población de Diseño

Para determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad para el proyecto de instalaciones de recolección, tratamiento y evacuación y futuras extensiones del servicio es necesario predecir la población para un número de años, que será fijado por los períodos económicos del diseño.

La población de diseño se estimó por el método de saturación, esto con el fin de contrastar ambos resultados y determinar el valor más apto para el diseño de los componentes del sistema. Se contrastaron ambos resultados con el fin de determinar el valor más apto para el diseño de componentes del sistema. Alcanzó una población de diseño de 1845 habitantes.

3.1.4.8 Proyección y tasa de crecimiento geométrico

Para la estimación de la tasa de crecimiento poblacional se recomienda usar las siguientes tasas en base al crecimiento histórico:

1. Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano mayor de 4%.

2. Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%.
3. Si el promedio de la proyección de población por los dos métodos adoptados presenta una tasa de crecimiento:
4. Mayor del 4%, la población se proyectará en base al 4%, de crecimiento anual.
5. Menor del 2.5%, la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5%.
6. No menor del 2.5%, ni mayor del 4%, la proyección final se hará basada en el promedio obtenido.

Con los datos de población urbana tomados de los Censos Nacionales de Población y Vivienda se calcularon las tasas de crecimiento poblacionales, para los diferentes períodos intercensales, mediante el método geométrico, donde se obtuvo un promedio menor del 2.5%.

Las fórmulas empleadas para la determinación de la tasa de crecimiento intercensales y para la proyección de la población están dadas por:

$$\boldsymbol{Pn = Po(1 + r)^n}$$

$$\boldsymbol{r = \left(\frac{Pn}{Po}\right)^{\frac{1}{n}} - 1}$$

Donde,

Pn: población del año n.

Po: población al inicio del periodo de diseño.

r: tasa de crecimiento en el periodo de diseño, expresado en notación decimal.

n: número de años que comprende el periodo de diseño.

3.2 Levantamiento Topográfico

El plano topográfico fueron proporcionado por la Alcaldía de San Rafael del Norte, el plano proporcionado fue Planímetrico.

Procedimos a realizar un levantamiento topográfico, Planímetrico y altimétrico, mediante la utilización de Estación Total. El método utilizado en el levantamiento

fue Radiación, que consistió en ubicarse al centro de calle y luego visar hacia las esquinas y puntos intermedios de las cuadras.

Posteriormente, se realizó un segundo levantamiento en la zona donde se propuso situarse el sistema de tratamiento.

Luego se procedió a procesar toda la información recopilada y la confección del plano topográfico, utilizando el programa de Auto-Cad para la parte Planímetrico y para el trazado de las curvas de nivel se utilizó Civilcad. Luego se anexo a dicho plano el levantamiento topográfico del terreno previsto para la planta de tratamiento.

3.3 Diseño del Sistema de Recolección

3.3.1 Trazado de la Red

Una vez analizada la topografía de la zona, se procedió al trazado de la red de recolección procurando que esta fluya por gravedad, en cuanto a los pozos de visita sanitarios, se ubicaron de acuerdo a los parámetros de distancia permisibles y cambio de alineación establecido en las Guías Técnicas para el diseño de Alcantarillados Sanitarios del INAA.

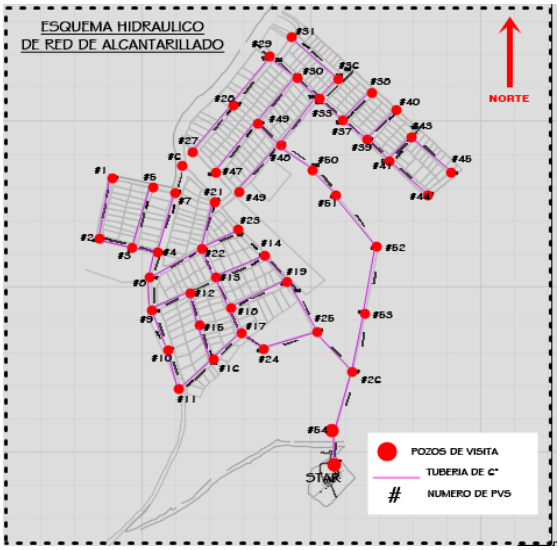
3.3.2 Localización de la Red y Numeración de Pozos de Visitas

La localización de la red de recolección se realizó en las bandas Norte y Oeste de los ejes centrales de las vías. Los pozos fueron ubicados a una distancia no mayor de 100 m y en cualquier cambio de dirección presentado en la configuración de las vías.

3.3.3 Trazado de la Alternativa

El trazado de la red de alcantarillado sanitario esta compuesta por dos sub-colectoras u una colectora principal de alcantarillado sanitario y un único sistema de tratamiento.

Figura 3 Trazado de la red.



Fuente Elaboración Propia.

3.3.4 Estimación del Caudal de Diseño

El caudal de diseño se estimó como la suma del gasto máximo, el gasto comercial, industrial y público de aguas residuales, y el gasto de infiltración, dando como resultado un caudal de 5.431 l/s.

3.3.5 Gasto Medio de Aguas Residuales

El servicio de abastecimiento de agua potable de la ciudad de San Rafael del Norte es administrado por la empresa ENACAL, donde la sede central ubicada en Managua, no brindó datos de consumo anuales para dicha ciudad, ya que no poseen documentación actualizada y ordenada de dichos datos, por tanto dada la carencia de información de consumo de agua potable en el Municipio, para la estimación del consumo promedio se utilizó una dotación de 100 l/hab/día, según lo establecido por INAA. Como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 7 Dotación para la ciudad de San Rafael del Norte

Descripción	Valor	Unidad
Población	1845	habitantes
Dotación	100	lpd
consumo comercial 7%	0	lpd
consumo público 7%	0	lpd

Descripción	Valor	Unidad
consumo industrial 2%	0	lpd
Total:	100	lpd

(Fuente: Elaboración propia)

$$\boldsymbol{Q_m = \frac{P*D*0.80}{86400}[lps]} \qquad (12)$$

Dónde:

D: Dotación de agua potable (lps)

P: Población

Para la estimación del gasto medio de aguas residuales se utilizó un factor de retorno del 80%, que al ser multiplicado por el consumo promedio diario da como resultado un caudal de 1.71 l/s.

3.3.6 Gasto Máximo y Gasto Mínimo

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

$$\boldsymbol{Q_{min} = \frac{1}{5} Q_m}$$

El valor que se acepta como límite inferior del gasto mínimo probable para cualquier tramo de la red de alcantarillado sanitario tiene un valor de 0.34 l/s que corresponde a la descarga de un inodoro.

Para el cálculo del gasto máximo ($Q_{máx}$) se utiliza factor de Harmon, cuando la población acumulada en el tramo calculado sea mayor o igual a 10000 hab. Para poblaciones menores se adopta un coeficiente de 3.

$$\boldsymbol{H = 1 + \frac{4}{4+\sqrt{P}}}$$

$$\boldsymbol{Q_{max} = H * Q_m}$$

Dónde:

H: Factor de Harmon

P: Población en miles

3.3.7 Gasto comercial, industrial y público de aguas residuales

Se estimó según lo establecido en INAA como porcentaje del gasto medio de aguas residuales. Como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 8 Contribuciones especiales de caudal

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o Institucional	7
Industrial	2

(Fuente: Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento aguas residuales)

3.3.8 Gasto de Infiltración

La estimación de los caudales de infiltración se realizó multiplicando el factor infiltración, 2 l/hora/100m/pulgada de diámetro, por la longitud y el diámetro del tramo en cuestión.

Es válido mencionar que el gasto medio fue dividido entre la longitud total de la red para tener un gasto por metro de longitud de tubería, esto para facilitar los cálculos de caudales por tramo, dada la irregularidad del Municipio, al multiplicar la longitud del tramo en cuestión por dicho gasto unitario.

Utilizando el programa utilitario Excel 2013 se efectuaron las operaciones correspondientes para de esta manera obtener el caudal de diseño de cada tramo.

3.3.9 Análisis Hidráulico de las Alternativas

En el proceso de diseño se calcularon detalladamente cada uno de los tramos que forman parte del sistema de alcantarillado. Los datos de ingreso al proceso de cálculo fueron las características topográficas (niveles de tapa), la longitud del tramo y el caudal de diseño.

Los resultados obtenidos del proceso de cálculo son el diámetro de conducto requerido, la pendiente necesaria, las condiciones de escurrimiento de esos caudales: relación de llenado (h/D), velocidad y tensión de arrastre de fondo, pérdida de carga (caída en cada pozo de visita) y los niveles de tubería (corona e invert).

3.3.9.1 Diámetro

Se estableció un diámetro inicial de 6 pulgadas (150 mm), diámetro mínimo de alcantarillas según INAA, el cual fueron revisados en conjunto con la pendiente del conducto para determinar la idoneidad del tubo.

3.3.9.2 Pendiente

Se estableció como pendiente inicial del conducto la pendiente del terreno, esto para minimizar los volúmenes de excavación, estableciendo como excavación hasta el nivel de Invert.

Cuando por restricciones de terreno (contra-pendiente), relación de llenado (d/D ≥ 0.8), de velocidad (velocidades de diseño fuera del rango, 0.3 – 3 m/s, velocidades a tubo lleno también fuera de rango, 0.6 – 5 m/s)), la pendiente se varió hasta que todas las condiciones fueran satisfechas. De este proceso se identifica como pendiente mínima aquella que propicia una tensión de arrastre de 1 Pa y como máxima aquella que propicia velocidades de diseño no mayores de 3 m/s.

A excepción de aquellos tramos cabeceros, con el fin de evitar profundidades exageradas y reducir los costos de excavación, se optó por no aumentar las pendientes, cumpliendo en todo caso con la velocidad mínima de 0.3 m/s.

3.3.9.3 Relaciones de Sección Parcialmente Llena

Para conocer las condiciones de escurrimiento, se calculó la relación entre el caudal de diseño del tramo y el caudal a tubo lleno (q/Q), este valor se introdujo a

la “Curva del banano”, de donde se obtienen las relaciones de tirante (d/D), velocidad (v/V) y radio hidráulico (rh/Rh), que son utilizadas en el cálculo del tirante, velocidad y tensión de arrastre en el conducto.

3.3.9.4 Tensión de Arrastre

Luego de calcular el radio hidráulico de la tubería con el caudal mínimo, calculado como el producto de la relación rh/Rh y la cuarta parte del diámetro del tubo, se calculó la tensión de arrastre multiplicando el peso específico del líquido (9810 N/m^3) por el radio hidráulico calculado por la pendiente del tramo en análisis. Tal como lo indica el criterio de tensión de arrastre según la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{f = W * R * S}$$

Dónde:

F: Tensión de arrastre

W: Peso específico del líquido [N/m^3]

R: Radio hidráulico a gasto mínimo [m]

S: Pendiente mínima [m/m]

3.3.9.5 Pérdida de carga

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluyó una pérdida de carga igual a $0.25*V_m^2/2g$, donde V_m es la velocidad a caudal medio y g la aceleración de la gravedad, entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario correspondiente y no siendo en ninguno de los casos, menor de 0.03 m. Todos los cálculos se efectuaron haciendo uso de Excel 2013.

3.3.10 Diseño de Alternativa del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales

Se diseñó una sola alternativa de tratamiento basado en procesos naturales que no ameritan consumo de energía eléctrica, que tuvieran un alto nivel de descomposición de la materia orgánica, que fueran de fácil manejo en la operación y mantenimiento.

El dimensionamiento de las plantas de tratamiento se realizó tratando que el agua del efluente se apegara a las normas sobre la calidad de las aguas residuales que se pueden depositar en un cuerpo receptor, según el Decreto 33-95 del MARENA.

Tabla 9 Alternativas de Sistemas de Tratamiento aguas residuales

Alternativa	Sistemas de Tratamiento Propuestos
1	Tanque Séptico +FAFA
2	Tanque Imhoff + Biofiltro.

(Fuente: Elaboración propia)

De estas dos alternativas fue seleccionada la primera (Sistema FAFA), este sistema es una de las mejores alternativas para este tipo de localidades ya que está en concordancia con la realidad económica, debido a que no requiere altos costos de operación y permite utilizar operadores con bajo grado de escolaridad, debido a su gran facilidad en la operación, además tiene muchas ventajas como lo es el control de olores, control de insectos y roedores, limpieza de lodos y sus aguas pueden ser aprovechadas para riego.

Como tratamiento preliminar se diseñó un Canal de Entrada, una Reja de barras de limpieza manual, un Desarenador de flujo horizontal doble en paralelo y un Canal Medidor de Caudal Parshall; este tiene el objetivo de conducir las aguas a los procesos de tratamiento posteriores.

3.3.10.1 Tratamiento Preliminar

Se procedió a realizar el diseño del tratamiento preliminar de las aguas servidas, donde este corresponde al mismo para las dos alternativas propuestas, ya que ambos poseen el mismo diseño de la red de recolección y son formuladas para construirse en la misma área superficial.

3.3.10.2 Canal de Aproximación

Se realizaron los cálculos con el caudal máximo de toda la red. Proponiendo un ancho, pendiente longitudinal y variando el tirante con el fin de cumplir con la velocidad y el caudal, los cuales se obtienen a prueba y error.

3.3.10.3 Rejillas

El diseño de la rejilla depende del ancho y pendiente longitudinal del canal de aproximación respectivo. Se seleccionaron barras circulares de 1/2'' de diámetro por ser de fácil adquisición comercial y no poseen lados que puedan herir en caso de remover los desechos con la mano.

Los criterios de diseño corresponden a lo especificado en las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales (INAA). Cada una de las rejillas fue diseñada para cumplir con todos y cada uno de los criterios y parámetros de diseño ahí publicados.

Canal de entrada: Cálculo de la velocidad máxima y velocidad media

$$V_{max} = \frac{Q_{max}}{B * H_{max}}$$

$$V_{med} = \frac{Q_{med}}{B * H_{med}}$$

Dónde:

$Q_{máx}$: Caudal máximo de aguas residuales

Q_{med}: Caudal medio de aguas residuales

$H_{máx}$: Altura máxima de aguas residuales tomada del canal de entrada

H_{med}: Altura media de aguas residuales tomada del canal de entrada

B: Ancho del canal, tomada del canal de entrada

3.3.10.4 Condiciones en la rejilla:

- **Área total mojada (A_t)**

$$A_t = B * H_{max}$$

- **Eficiencia (E)**

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

Dónde:

a: separación entre rejas

t: Espesor de las rejas

- **Área útil (A_u)**

$$A_u = A_t * E$$

- **Velocidad de paso (V_p)**

$$V_p = \frac{Q_{max}}{B * A_u}$$

Verificación de velocidad media

- **Área total y útil con Vmed (At', Au')**

$$A'_t = B * H_{med}$$

$$A'_u = A'_t * E$$

- **Velocidad media (V'm)**

$$V'_m = \frac{Q_{med}}{A'_u}$$

Pérdidas y altura del canal

- **Pérdida de carga en rejas limpias**

$$H_f = \beta \left(\frac{t}{a}\right)^{4/3} * \sin\theta * \frac{V_{med}^2}{2*g}$$

- **Pérdida de carga en rejas parcialmente obstruidas (50%)**

$$H_{fo} = \left(\frac{E}{0.5*E}\right)^2 * H_f$$

- **Altura del canal (H)**

$$H = H_{max} + H_f + H_{fo}$$

- **Longitud (LB) y cantidad (C) de barras**

$$L_B = \frac{H}{\cos\theta}$$

$$C = \frac{B}{a+t} + 1$$

3.3.11 Desarenadores

Los desarenadores fueron diseñados para cumplir con todas las especificaciones y criterios de diseño de las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales (INAA) y de la Guía para el Diseño de Desarenadores y Sedimentadores (CEPIS/OPS/2005).

Se diseñaron dos desarenadores de flujo horizontal en paralelo. Como dato inicial se tomó el caudal, el diámetro de las partículas a remover (0.20 mm), la velocidad horizontal de flujo, 0.30 m/s (de acuerdo a las Guías Técnicas para el Diseño Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales), el coeficiente de Manning para concreto (n=0.013), una carga superficial de 1300 m^3/m^2/día (entre 700 y 1600 según INAA) y se propuso como tiempo de retención de sedimentos 15 días, la cantidad de material retenido se tomó como 0.029 l/m^3, valor para zona residencial según CEPIS. Durante el diseño se prestó especial atención a las velocidades de sedimentación de manera que se cumpliera en el diseño especificado.

Luego de comprobar que el diseño cumplía con las velocidades y el volumen de tolva propuesto era mayor que el mínimo requerido para arenas, se obtuvieron las dimensiones para cada unidad de Desarenador.

El diseño obedeció la siguiente línea de cálculo:

3.3.11.1 Zona de sedimentación:

- Área superficial (As):

$$As: Q_d * 86400/Cs$$

- **Ancho del desarenador (B):** Igual al canal
- **Longitud teórica del desarenador (L):**

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

- **Velocidad de sedimentación (V_s):**

$$V_s = \frac{Q_d}{As}, \text{del orden de } 2\ cm/s$$

- **Altura del agua en la zona de sedimentación (H_{agua}):**

$$H_{agua} = \frac{L*V_s}{V_h}$$

- **Longitud de transición (L_t):**

$$Lt = \frac{2B-Bcanal}{2*\tan 12.5°}$$

- **Incremento de longitud por turbulencia (Lturb):**

$$L_{turb} = 2H_t - 0.5L$$

- **Radio hidráulico (Rh):**

$$Rh = \frac{B*H_{agua}}{B+2H_{agua}}$$

- **Pendiente longitudinal del sedimentador (S):**

$$S = \left(\frac{n*V_h}{Rh^{2/3}}\right)^2$$

- **Pérdidas en el desarenador (H_f):**

$$H_f = S/L$$

- **Zona de lodos:**
- **Volumen de arena retenido (Varena):**

$$V_{arena} = \frac{Q_d*86400*15*0.029}{1000}$$

- **Ancho de tolva:** B
- **Altura de tolva (H_{tolva}):** Propuesta
- **Volumen de Tolva (Vtolva):**

$$V_{tolva} = B * H_{tolva} * L > V_{arena}$$

3.3.11.2 Dispositivo de Medición de Caudal

3.3.11.3 Canaleta Parshall

Para la Alternativa 1 y 2 se seleccionó canaleta Parshall como dispositivo de medición de caudal, ya que el caudal a ser medido correspondía al caudal total de todo el sistema de alcantarillas.

Inicialmente se escogió un ancho de garganta y con la ecuación para gasto máximo y gasto mínimo de la misma tabla se comprobó que la selección de ancho de garganta cumple con el límite modular .A continuación se procedió a efectuar los cálculos correspondientes a las condiciones hidráulicas en la entrada, la garganta y la salida de la canaleta.

3.3.12 Tratamiento Primario

3.3.12.1 Tanque séptico

El principal objetivo que se persigue es remover aquellos contaminantes que puedan sedimentarse, como los sólidos sedimentables, algunos sólidos suspendidos o aquellos que puedan flotar como las grasas. Para ello, se hace uso de operaciones físicas como el tamizado y la sedimentación. Entre los equipos más utilizados se encuentran:

3.3.12.2 Sedimentador primario

Sirve para eliminar los sólidos sedimentables, reducir los sólidos totales, disueltos y sedimentables y así disminuir la carga contaminante.

3.3.12.3 Tanque séptico

Sirve para retener los sólidos sedimentables, remover sólidos suspendidos y provocar la descomposición parcial de estos. En la Tabla No.6 se detallan las características típicas de diseño del tanque séptico.

3.3.12.4 Fosa Séptica

Es un sistema que ayuda a eliminar los sólidos suspendidos y las grasas que se encuentran en un efluente. En la fosa, el agua residual es llevada a condicione de reposo, lo que permite que haya una buena sedimentación de sólidos, para que estos sólidos sean bien dirigidos, se depositan en el fondo donde son degradados por microorganismos anaerobios especializados. Se requiere que estos microorganismos permanezcan durante algún tiempo en el interior de la fosa.

Luego de un tiempo razonable la fosa se deberá limpiar, sin eliminar completamente el lodo del fondo de la misma para permitir la generación posterior de la masa bacterial.

3.3.12.5 Descripción del tanque séptico

El tanque séptico es un dispositivo en forma de cajón, enterrado, hermético y construido para proveer las siguientes operaciones y procesos en el agua residual:

- Separar sólidos de la parte líquida.
- Proveer digestión limitada a la materia orgánica.
- Almacenar los sólidos separados o sedimentados.
- Permitir la descarga del líquido clarificador para el posterior tratamiento y disposición.

Los sólidos sedimentados se acumulan en el fondo del tanque, mientras que una espuma liviana compuesta de grasas se levanta y se forma en la superficie. El líquido parcialmente clarificado sale por una tubería localizada por debajo de la capa de espumas para evitar que éstas salgan.

3.3.13 Procesos que se realizan dentro del tanque séptico

3.3.13.1 Eliminación de sólidos

Las aguas residuales al entrar en el tanque séptico disminuyen su velocidad y permanecen en reposo durante un período de 12 a 24 horas. Los sólidos más pesados se depositan en el fondo del tanque, formando una capa de lodos. La mayoría de los sólidos ligeros como las materias, grasas suben a la superficie y formarán capas de natas, mientras el efluente se llevará el resto de los sólidos en el sistema de evacuación.

3.3.13.2 Tratamiento biológico

Las aguas residuales una vez que están en el tanque séptico son sometidas a descomposición mediante procesos naturales y bacteriológicos. Las bacterias están presentes pertenecen al grupo de bacterias anaerobias, porque se desarrollan en ausencia de aire al ser el tanque una unidad hermética, con el fondo, la tapa y los muros impermeables. Esta descomposición de aguas residuales en condiciones anaeróbicas es llamada “séptica”, de aquí el nombre del tanque.

Durante la descomposición se produce gas, que asciende constantemente en forma de burbujas a la superficie, las burbujas arrastran a las bacterias y las depositan en el líquido entrante para que se dé el proceso de putrefacción.

3.3.14 Localización

Se deben conservar las siguientes distancias mínimas del lugar donde será ubicado el tanque.

- 1.5 m distante de construcciones y límite de terreno
- 3 m distantes de árboles y cualquier punto de redes públicas de abastecimiento de agua.
- 15 m de agua de pozos subterráneos y cuerpos de agua de cualquier naturaleza.

3.3.15 Criterios de diseño

Los principales factores que deben considerarse para fijar la capacidad del tanque séptico son:

- Caudal promedio diario de las aguas residuales.
- Tiempo de retención hidráulica.
- Espacio para la acumulación de lodos.

Los tanques sépticos de forma rectangular se diseñan de manera que su largo sea de 2 a 4 veces el ancho. En un tanque de cualquier otra forma, la altura útil (hasta el nivel del líquido) no será menor de 1.2 m ni mayor de 1.80 m.

3.3.15.1 Dimensionamiento

3.3.15.2 Volumen útil

La metodología de diseño debe garantizar un correcto funcionamiento del sistema teniendo en cuenta: el rendimiento del proceso de tratamiento, almacenamiento y amortiguamiento de caudales de pico.

3.3.15.3 Geometría

Los tanques sépticos rectangulares se utilizan cuando se requiere mayor área horizontal y los cilíndricos cuando se requiera minimizar el área aumentando la profundidad.

3.3.15.4 Dispositivos de entrada y salida

La entrada deben hacerse por medio de tubos en forma de T, de hierro fundido o PVC de 4 pulgadas de diámetro como mínimo, o mediante tabiques.

El extremo inferior de la T o del tabique deberá quedar entre 0.4 y 0.6 m por debajo del nivel del líquido. La rasante de la tubería de entrada deberá quedar 0.05 m más alta que la rasante de la tubería de salida.

3.3.15.5 Tabique divisorio

La función del tabique divisorio será darle al líquido residual que entra un mayor recorrido antes de que salga del tanque y, por consiguiente, más tiempo de sedimentación y fermentación.

La altura del tabique debe ser como mínimo 2.5 cm menor que la profundidad total del tanque, ya que este espacio permitirá el pase de gases de un compartimiento a otro.

3.3.15.6 Materiales utilizados

Los tanques se construyen con materiales no susceptibles de sufrir corrosión o deterioro, tales como: concreto reforzado, bloques de concreto reforzado y ladrillo principalmente. Si se utilizan bloques de concreto, se deben impermeabilizar las juntas y dotarles de revestimiento.

3.3.15.7 Operación y mantenimiento

La operación del tanque es automática, puesto que constituye un sistema de compartimentos comunicados, y así cualquier volumen de agua residual que llegue al primer compartimiento, será expulsado inmediatamente por el orificio de comunicación entre estos hacia el segundo compartimiento.

El mantenimiento debe efectuarse cuando se acumule demasiado lodos y natas. Si el lodo o la nata se acercan mucho al dispositivo de salida, las partículas serán arrastradas a los sistemas de tratamiento posteriores y pueden atascar al sistema, radicando aquí importancia del mantenimiento.

3.3.15.8 Dimensiones del tanque séptico

Para un correcto dimensionamiento del tanque séptico se utilizaron las siguientes ecuaciones y variables de diseño.

3.3.15.9 Caudal de diseño(Q_d)

$$Q_d = Dot. \times N$$

Siendo:

Q_d: caudal de diseño (l/s)

N : número de personas a servir (No.)

Dot: 80% del consumo de AP (120 lppd)

Contribución de lodo fresco (Lf)

Lf : 1 Lppd

Carga de DBO percápita (q)

$$q : 54 \ (gr/p/d)$$

Demanda Bioquímica de Oxígeno (S)

$$S : (q/C)1000$$

Volumen útil del tanque (V_{UT})

$$V:1.3N(CT+100Lf)$$

Siendo:

V : Volumen útil del tanque(lpd)

C : Dotación (lppd)

T : Tiempo de retención hidráulico (d)

Lf : Contribución de lodo fresco (lppd)

N : Número de personas a servir (No)

Volumen útil 1 (V1)

$$V1: 2/3 \times V$$

Siendo:

V1: Volumen útil del compartimiento 1 (m^3/d)

V : Volumen útil del tanque (m^3/d)

Volumen útil 2 (V2)

$$V2 : 1/3 \times V$$

Siendo:

V2 : Volumen útil del compartimiento 2 (m^3/d)

V : Volumen útil del tanque (m^3/d)

Profundidad útil mínima del tanque (h)

$$h : 1.20 \ m$$

Area del tanque (A)

$$A = V/h$$

Siendo:

A : Area del tanque (m^2)

V : Volumen útil del tanque (m^3)

h : Profundidad útil del tanque (m)

Relación Largo/Ancho (L/b)

$$L/b : 2 \leqq L/b \leqq 4 \text{ (m)}$$

Longitud del tanque (L_T)

$$L_T : V/(h \times a)$$

Siendo:

L_T : Longitud del tanque (m)

V: Volumen del tanque (m^2)

h : Profundidad útl del tanque (m)

a : ancho del tanque (m)

Longitud 1 (L1)

$$L1 = 2/3 \times L$$

Siendo:

L1 : Longitud del 1er. compartimento (m)

L : Longitud del tanque (m)

Longitud 2 (L2)

$$L2 = 1/3 \times L$$

Siendo:

L2 : Longitud del 2do. compartimento (m)

L : Longitud del tanque (m)

Ancho del tanque (a)

$$a : V/(h \times Lt)$$

Siendo:

a : Ancho del tanque (m)

V: Volumen del tanque (m^3)

h : Profundidad útil del tanque (m)

Lt:Longitud del tanque (m)

Altura del borde inferior $Abi : 2/3\ h$

Siendo:

Abi : Altura del borde inferior (m)

h :Profundidad útil del tanque (m)

Altura del borde superior $Abs : Nl - 0.30$

Siendo:

Abs : Altura del bordesuperior (m)

Nl : Nivel de líquido en el tanque (m)

Area total de orificios (At)

$$At = A \times 0.05$$

Siendo:

At : Area total de orificio (m^2)

A : Area del tanque (m^2)

3.3.16 Remociones en el tanque séptico

A continuación se presentan las ecuaciones que se utilizan para el cálculo del porcentaje de remoción de diseño de cada contaminante.

3.3.17 Remoción de sólidos sedimentables.

$$[S.Sed]_s = [S.Sed]_i - [S.Sed]_i \times \% \text{ Remoción}$$

Siendo:

$[S.Sed]_s$: concentración de sólidos sedimentables a la salida (ml/l)

$[S.Sed]_i$: concentración de sólidos sedimentables a la entrada(ml/l)

3.3.18 Remoción de los sólidos suspendidos

$$[S.Susp]_s = [S.Susp]_i - [S.Susp]_i \times \% \text{ Remoción}$$

Siendo:

$[S.Susp]_s$: concentración de sólidos a la salida(mg/l)

$[S.Susp]_i$:concentración de sólidos a la entrada (mg/l)

3.3.19 Remoción de sólidos totales

$$[S.T] = [S.T]_i - [S.T]_i \times \% \text{ Remoción}$$

Siendo:

$[S.T]_s$: concentración total de sólidos a la salida (mg/l)

$[S.T]_i$: concentración de sólidos totales a la entrada(mg/l)

3.3.20 Remoción de DBO_5

$$[DBO_5]_s = [DBO_5]_i - [DBO_5]_i \times \% \text{ Remoción}$$

Siendo:

$[DBO_5]_s$: concentración de DBO_5 a la salida (mg/l)

$[DBO_5]_i$: concentración de DBO_5 a la entrada (mg/l)

3.3.21 Remoción de DQO

$$[DQO]_5 = [DQO]_i - [DQO]_i \times \% \text{ Remoción}$$

Siendo:

$[DQO]_s$: concentración de DQO a la salida (mg/l)

$[DQO]_i$: concentración de DQO a la entrada (mg/l)

3.3.22 Remoción de nitrógeno

$$[N]_s = [N]_i - [N]_i \times \% \text{ Remoción}$$

Siendo:

$[N]_s$: concentración de nitrógeno a la salida(mg/l)

$[N]_i$: concentración de nitrógeno a la entrada (mg/l)

3.3.23 Remoción del fósforo

$$[P]_s = [P]_i - [P]_i \times \% \text{ Remoción}$$

Siendo:

$[P]_s$: concentración de fósforo a la salida(mg/l)

$[P]_i$: concentración de fósforo a la entrada(mg/l)

3.3.24 Remoción de grasas y aceites

$$[G\&A]_s = [G\&A]_i - [G\&A]_i \times \text{Remoción}$$

Siendo:

$[G\&A]_s$:concentración de grasas y aceites a la salida(mg/l)

$[G\&A]_i$: concentración de grasas y aceites a la entrada(mg/l)

Tabla 10 Información Típica para el Diseño del Tanque Séptico

Especificación de diseño	Unidad	Valor
No. de camas	c/u	2.00
Relación Largo/Ancho	m	2 L/B 4

Especificación de diseño	Unidad	Valor
Profundidad útil mínima (h)	m	1.20
Ancho máximo	m	2.00(h)
1era. cámara	m	2/3Vu
2 da. cámara	m	1/3Vu
Borde inferior	m	2/3h
Borde superior	m	Nl - 0.30
Rasante del tubo de entrada	m	SLL + 0.075
TRH mínimo	d	0.5
Contribución de lodo fresco	l/p/d	1.00
Almacenamiento/lodo digerido	año	1.00

3.3.25 Tratamiento secundario

3.3.25.1 Filtro anaerobio de flujo ascendente

Es un reactor en el cual el efluente es introducido a través de un sistema de distribución localizado en el fondo, mediante el cual se impulsa el agua residual, atravesando el medio de contacto o material relleno.

El material de relleno provee a los microorganismos de una superficie para su crecimiento e incremento de la biomasa, la cual se encarga de la degradación de la materia orgánica. A continuación se detallan los criterios de diseño más importantes conforme a diferentes fuentes mencionadas.

3.3.25.2 Carga orgánica volumétrica

Existen rangos estrechos de carga orgánica volumétrica para la aplicación de filtros anaerobios. La carga orgánica volumétrica para el tipo de filtro seleccionado debe estar en un rango de 1 – 10 kgDQO/m^3d. Para efluentes con bajas cargas el rango recomendado es de 0.3 – 1.2 kgDQO/m^3d.

3.3.26 Tiempo de retención hidráulico

El régimen hidráulico en el interior del filtro está influenciado por el tipo de material filtrante, la velocidad ascensorial y la producción de gas. Para FAFA el TRH debe estar en un rango de 0.14 a 18 d.

De acuerdo con experiencias colombianas (1983) para unidades utilizadas después de tanques sépticos y en las cuales se emplea piedra volcánica como medio filtrante el TRH debe ser mayor a 0.75 d. Balladares propone (1998) propone que el TRH sea de 0.98 d.

3.3.26.1 Geometría

El FAFA puede ser rectangular o cilíndrico, ambos tipos de geometrías pueden diámetros o lados entre 6 – 26 m y alturas entre 3 – 13 m. En esta selección de la geometría se debe tomar en cuenta:

- Estabilidad de la estructura
- Construcción de la fase gas-líquido
- Número de reactores.
- Volumen de reactores.

El FAFA rectangular puede compartir paredes cuando son más de uno y reducir los costos.

3.3.26.2 Velocidad ascensional

Se recomienda una velocidad ascensorial de 10 m/d durante la puesta en marcha de filtros anaerobios y de 25 m/d como la máxima velocidad recomendada para filtros ya estabilizados. Velocidades superiores causan la pérdida de lodo y afectan los mecanismos de transporte de materia en la interfase líquido – sólido (biopelícula).

3.3.26.3 Altura

Conforme a ENACAL (2000), se recomienda alturas de 5 a 7 m para desechos con altas cargas orgánicas y de 3 – 5 m para aguas residuales de baja carga orgánica. En la elección de la altura del reactor debe considerarse la altura del

fondo falso del reactor, la altura del volumen del líquido y la altura de la fase gaseosa.

3.3.26.4 Medio de soporte

El medio filtrante puede ser: piedra volcánica(4 a 8 cm de diámetro), material sintético como Pall ring y bloques corrugados de plástico. El tipo de medio de soporte debe ser durable, resistente, insoluble y no debe de aportar sustancias indeseables al agua tratada. Cuando se emplee piedra volcánica la altura del material de relleno debe estar entre 1.5 – 3.0 m por razones estructurales.

3.3.26.5 Eficiencia

La eficiencia del reactor puede verse afectada por: la configuración del reactor, el tipo y la ubicación del medio, carga orgánica y el TRH. El TRH es el parámetro más importante que afecta el desempeño y la eficiencia de remoción de DQO en el proceso, sobre todo en reacciones a escala real, y que la geometría y el tamaño del medio, si bien inciden más que la superficie específica del medio, no son significativos respecto al tiempo de retención. La eficiencia en la remoción de DQO para un FAFA está en un rango de 70- 90%.

3.3.26.6 Sistema de distribución

El sistema de distribución de flujo es una de las partes más importantes en el proceso. Cuando mayor sea la distribución del caudal, menor será el volumen de espacios muertos.

La máxima distancia entre los puntos de alimentación debe ser de 2 m y la altura de la base de la tubería en el fondo del reactor debe ser de 0.2 m. Conforme a ENACAL(2000), se recomienda una cobertura de 2 - 5 m^2/ punto de alimentación para efluentes de altas cargas orgánica y de 0.5 – 2 m^2/ punto de alimentación para efluentes con bajas cargas orgánicas.

3.3.27 Disposición de lodos

3.3.27.1 Lechos de secado

El lecho de secado, es un dispositivo que elimina una cantidad suficiente de agua para que el resto pueda manejarse como material sólido, con un contenido de

humedad inferior al 70%. Consiste de una capa de grava o de piedra triturada de 20 - 30 cm de espesor, colocada bajo una capa de arena fina, de 10 a 25 cm de profundidad. Bajo la capa de grava deben haber tuberías de drenaje lateral de junta abierta de 10cm de diámetro, con una pendiente mínima de 1% y espaciadas de 2.5 a 6 m.

3.3.27.2 Localización

Los lechos del secado de arena deben estar ubicados cerca de las unidades o dispositivos en los cuales se produzca los lodos a secar. Deben de ubicarse en lugares en donde las condiciones climáticas sean favorables. Generalmente, están ubicados después de las unidades de tratamiento secundario.

3.3.27.3 Superficie de secado

Las superficies de secado se dividen en eras individuales de aproximadamente 6 m de ancho por 30 m de longitud, o dimensiones tales que el ciclo de carga permita llenar una o dos de ellas. Las tuberías de conducción de fango a las eras de secado deben estar diseñadas para una velocidad mínima de 0.75 m/s y deben de terminar al menos a 30 cm sobre la superficie de la arena. Sobre el lecho deben de colocarse placas distribuidoras y protectoras de concreto, en los puntos en que se descarguen los lodos.

3.3.27.4 Profundidad de los lodos

La profundidad de los lodos varia generalmente de 20 a 30 cm, profundidad que permite alcanzar un porcentaje de sólidos entre 30 y 50%. El volumen de agua que se evapora depende del espesor de la capa de lodo. Una capa de espesor considerable desprende malos olores al secarse debido a que no pierde suficiente humedad. Por el contrario una capa delgada se secará más rápidamente, permitiendo la más rápida remoción y el poder utilizar nuevamente el lecho.

3.3.27.5 Granulometría

Las partículas de grava deben presentar un diámetro entre 3 – 25 mm. La arena debe presentar las siguientes especificaciones: 1) partículas limpias, duras, durables y libres de arcilla, polvo, ceniza u otro material externo, 2) el coeficiente

de uniformidad debe estar entre 3.5 y 4, y 3) el tamaño efectivo de los gránulos debe estar entre 0.3 y 0.75 mm.

3.3.27.6 Tiempo de retención hidráulica (TRH)

Bajo condiciones climáticas favorables una capa de lodo de unos 20 cm se secará en unas tres semanas y no coaccionará problemas de mal olor, mientras que otra de 25 cm del mismo lodo tardaría cuatro semanas, o sea un 25 % más de lodo tardaría un 33% más del tiempo. El tiempo entre la entrada de los lodos y la recogida de los sólidos en estado adecuado varía entre 20 a 75 días, según la naturaleza del lodo.

3.3.27.7 Construcción

Los lechos de arena generalmente se construyen de tal manera que posean un espesor de 30 cm. Se debe dejar un espacio adicional para compensar las pérdidas que se pueden producir durante las operaciones de limpieza. Los lechos de arena de mayor espesor dificultan el proceso de drenaje.

3.3.27.8 Necesidad de cobertura

La cubierta proporciona un techo al lecho de arena. La necesidad de utilizarla depende de las condiciones ambientales de la zona. Su uso se recomienda en zonas de alta precipitación. Sin embargo, el diseñador estará en libertad para decidir si se coloca o no la cobertura al lecho.

3.4 Operación y mantenimiento

Se recomienda agregar 1 kilogramo de alumbre por cada 500 a 8000 L de lodo para aumentar el desprendimiento de gases. Debe tenerse en cuenta la humedad de los lodos que se apliquen, la superficie del lecho disponible, así como necesidad de espacio para almacenamiento de los sólidos. La superficie del lecho debe mantenerse limpia y libre de todos los lodos que se hallan descargados anteriormente. Nunca deben descargarse los lodos sobre otros, estén estos secos o parcialmente secos.

Eficiencia del filtro (E_f)

E_f = 80%

Tiempo de retención hidráulico en el filtro (TRHf)

TRHf = 1 d

Volumen del líquido en el filtro (Vf)

Vf = 1.6 x N x C x T

Siendo:

Vf : Volumen del líquido en el filtro (L)

N : Número de persona (No)

C : Dotación (lppd)

T : Tiempo de retención hidráulico (d)

Altura mínima del filtro (hf)

hf = 1.80 m

Area del filtro (A)

A = Vf / hf

Siendo:

A : Area del filtro (m^2)

Vf : Volumen del filtro (m^3).

hf : Altura del filtro (m)

Ancho del filtro (Af)

Af = Vf / (hf x Lf)

Siendo:

Af :Ancho del filtro (m)

Vf : Volumen del filtro (m^3).

Hf : Altura del filtro (m)

Lf : Longitud del filtro (m)

Longitud del filtro (Lf)

$Lf = Vf/(hf \times Af)$

Siendo:

Lf :Longitud del filtro (m)

Vf : Volumen del filtro (m^3)

hf : Altura del filtro (m)

Af : Ancho del filtro (m)

Número de puntos de alimentación (N_p):

$N_p = A_f / D_n$

Siendo:

N_p : número de puntos de alimentación al filtro (unidad)

A_f : área conformada por la parte del fondo falso del filtro (m^2).

D_n : área de cobertura de cada punto (m^2/punto)

Caudal a través de cada punto (Q_p):

$Q_p = Q_d / N_p$

Siendo: Q_p :caudal por puntos (m^3/h)

Q_d : caudal de diseño (m^3/h)

N_p : número de puntos de distribución (puntos)

Una vez expuesto los criterios y el formulario a utilizar, se realizaron los cálculos generales, dimensionamiento y ajustes correspondientes el STARD a

implementar. Cabe señalar que estos cálculos se realizaron tomando en cuenta las limitaciones físicas de las áreas disponibles para la instalación del STARD.:

3.5 Estimación del Costo de las Alternativas

Se estimó la cantidad de materiales, equipos y mano de obra necesaria para la construcción de la red y de cada uno de los componentes del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales del Municipio.

Se indagaron los precios unitarios de todos los elementos de la red y el sistema de tratamiento en diversos proyectos nacionales así como trabajos monográficos con temática similar. Finalmente se totalizó el costo para conocer el valor de construcción de la red y el sistema de tratamiento.

3.5.1 Comparación y Selección de Alternativa

Inicialmente se efectuó un análisis comparativo acerca del tipo de tecnología de tratamiento más adecuada para el Municipio de San Rafael del Norte, puesto que para cada alternativa de red se diseñó opciones de tratamiento de aguas residuales diferentes, la primera Tanque Septico+ FAFA (Alternativa 1), y la segunda opción Tanque Imhoff + Biofiltro (Alternativa 2).

Para cada opción de tecnología de tratamiento se consideraron aspectos como el costo estimado, eficiencia en la remoción de DBO_5 y coliformes fecales, las dimensiones, la operación y mantenimiento, dificultades de construcción, así como posibles afectaciones al medio ambiente.

4. CAPITULO. RESULTADOS

4.1 Población de Diseño

La población de diseño se estimó por los métodos de saturación ya que el estudio se realiza para un área determinada de la Ciudad de San Rafael del Norte que no presenta expansión poblacional. Se contrastaron ambos resultados con el fin de determinar el valor más apto para el diseño de los componentes del sistema. Alcanzó una población de diseño de 1845 habitantes que corresponde al año 2036 periodo en el que alcanza la saturación.

4.1.1 Población

Para definir la población actual de los barrios de la zona norte de San Rafael del Norte, se utilizaron datos recopilados, en la encuesta que se llevó a cabo casa por casa. Se encuestaron 272 casas en las que se contabilizaron 1530 habitantes.

Según los resultados del conteo de viviendas y muestreo poblacional, el barrio presenta la siguiente distribución de población y vivienda.

Tabla 11 Población y número de viviendas.

Población Beneficiada	Viviendas Beneficiadas	Índice Promedio (Hab/Viv)
1530	272	5.63

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

4.1.2 Composición por edad y sexo

Según datos recopilados de la encuesta realizada, 918 habitantes son adultos, constituyendo un 60 % y 612 son niños, representando 40% de la población total.

Tabla 12 .Composición por edad

Población Total	Adultos	Niños
1530	918	612

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

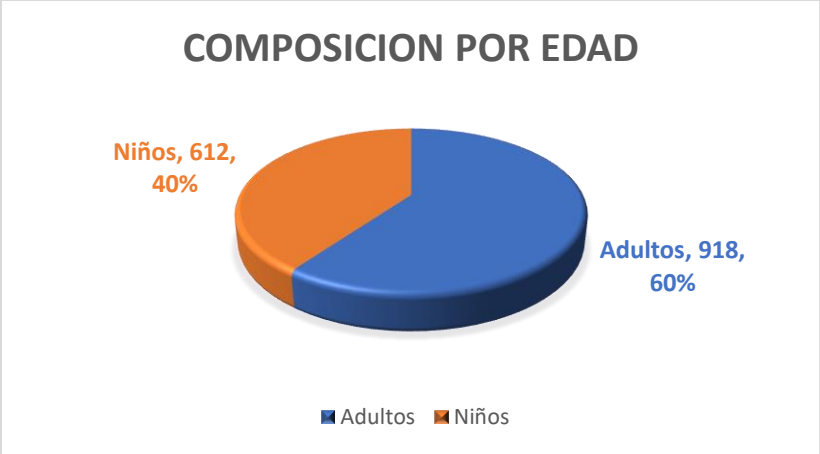


Grafico 1 Composición por edad

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de enero 2009.

En lo que concierne a la composición por sexo, 719 habitantes son de sexo masculino y 811 de sexo femenino, representando esto un 47 % y 53% respectivamente de la población total

Tabla 13 Composición por sexo

Población Total	Masculino	Femenino
1530	719	811

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de enero 2009.



Grafico 2 Composición por sexo

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de enero 2009.

4.2 Situación socio- económica

Para estudiar la situación socioeconómica de los barrios de la zona norte de San Rafael del Norte, se utilizó el formato de encuesta socioeconómica de ENACAL, como instrumento de recopilación de información.

Las familias que componen el barrio son en su mayoría amas de casa, obreros, comerciantes y domésticas, pero también se pudo observar que hay muchas personas con deseo de superación y voluntad de trabajar en lo que puedan.

De la población adulta aproximadamente un 40.53% son activas, es decir que el 40.53% de la población reporta un ingreso mensual.

En relación a los materiales de los cuales están constituidas las viviendas, se averiguó lo siguiente:

- El 100% de las viviendas poseen techo de zinc.
- Las paredes:

Tabla 14 Tipos de paredes

Barrios	Número de viviendas	Viviendas de madera	viviendas de concreto	Viviendas Mixtas
Cantidad	272	38	169	65
%		14%	62%	24%

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

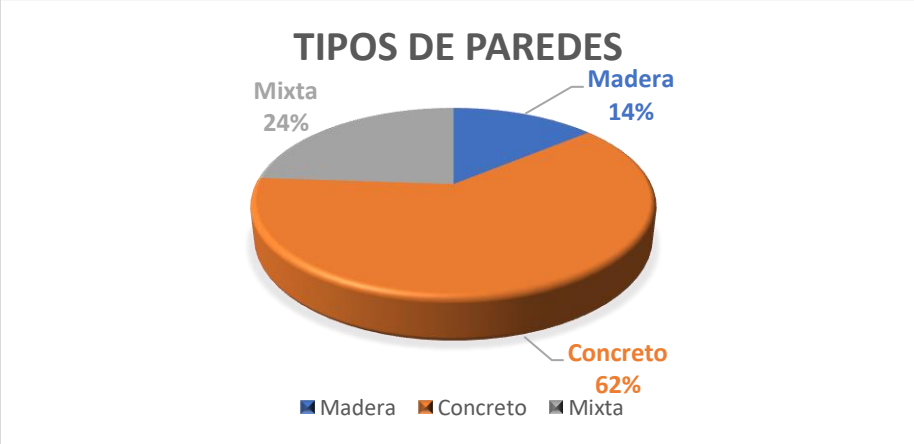


Grafico 3 Tipos de paredes

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2019.

- Los pisos son:

Tabla 15 Tipos de pisos

Barrios	Número de viviendas	Pisos de tierra	Pisos de ladrillos	Pisos de embaldosado
Cantidad	272	60	131	82
%		22%	48%	30%

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.



Grafico 4 Tipos de pisos

Gráfico nº 4: Tipos de pisos, de los cuales están constituidas las viviendas del barrio.

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

4.2.1 Servicios públicos existentes

4.2.1.1 Agua potable

De acuerdo con lo expresado por los encuestados el 100% de las viviendas de los barrios, cuentan legalmente con el servicio de agua potable.

4.2.1.2 Alcantarillado sanitario

El 82% de la población hace uso de letrinas tradicionales mientras el 18% hace uso de inodoros.



Grafico 5 Situación de Saneamiento

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

4.2.1.3 Energía eléctrica

El barrio cuenta con el servicio de energía eléctrica, con una cobertura del 100% de acuerdo a lo expresado por los pobladores en la encuesta.

4.2.1.4 Telecomunicaciones

Del total de las viviendas del barrio encuestadas un 33% poseen teléfono.

4.2.1.5 Recolección de basura

La alcaldía de San Rafael del Norte brinda este servicio a todo el barrio de beneficiando al 100% de la población.

4.2.1.6 Disponibilidad económica de los habitantes para optar al servicio de alcantarillado sanitario.

La disponibilidad económica de los habitantes está ligada a los ingresos económicos en cada vivienda del barrio:

De las 272 viviendas:

- 18poseen pulperías
- Cyber
- sastrerías

- 2 bar
- 2 salas de belleza

Cabe mencionar que de la población adulta aproximadamente un 40.53% poseen trabajo reportando un ingreso mensual.

Es por ello que de forma general, se pudo confirmar que los pobladores de este barrio poseen una buena disponibilidad para la instalación del servicio, ya que necesitan mejorar, tanto el aspecto de la infraestructura del barrio como la calidad de vida.

4.2.2 Población por Saturación

4.2.2.1 Población Actual (año 2016)

Según lo anteriormente planteado por el Instituto de Acueductos y Alcantarillado (INAA): *"Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%"*. Debido a la limitante anterior, la tasa de crecimiento seleccionada fue del 2.5%.

4.2.2.2 Estimación de la Población por el Método de Saturación

Un dato fundamental de referencia es la cantidad de lotes contabilizados en los planos, según los entregados por catastro, existen 272 lotes y se asumió de que en cada lote existe un índice de población de 6 personas/lote (un dato conservador, teniendo en cuenta que en los datos censales del INIDE se calculó un índice de población de 5.63 personas/lote).

Tabla 16 Cantidad de lotes y Habitantes según planos

N^0 Lotes	Índice hab.	Habitantes
272	5.63	1530

Fuente: Elaboración propia

Se realizó un análisis de los planos y reconocimiento del sitio y se encontraron áreas que todavía no están habitadas y que posiblemente en un futuro podrían ser ocupadas para viviendas. Por esta razón se procedió a calcular un promedio de lotes por barrio y calcular los lotes que podrían ser colocadas en estas zonas.

Tabla 17 Lotes Baldíos por Barrio

Barrio	N° Lotes Baldíos
Santa Clara	1
Odorico D Andrea	26
Daniel Ortega	7
Rosario Murillo	22
TOTAL	**56**

Fuente Elaboración Propia

Con el número de lotes en las zonas baldías y el número de lotes contabilizados en los planos se obtienen el número de lotes totales y la población de saturación

Tabla 18 Población de Saturación

N° de lotes (Plano)	N° de lotes (Baldíos)	N° de lotes totales	Hab/lote	Población de Saturación
272	56	328	5.63	1845

Fuente Elaboración Propia

Si bien los cuatro barrios de la ciudad de San Rafael del Norte se encuentra muy próximo al límite de su saturación, se decidió utilizar una tasa del 2.5% ya que existen áreas de futura expansión localizadas en la zona sureste del Municipio.

A partir de datos catastrales facilitados por la Alcaldía, reflejan un total de 272 lotes pertenecientes a dicho distrito, con un índice habitacional de 5.63 personas/vivienda.

Con estos datos se prosiguió a realizar el análisis de lotes, se identificaron 56 lotes baldíos llegando a un total de 328 lotes que conforman una población de diseño de 1845 habitantes.

Tabla 19 Población por saturación

SATURACIÓN DE LA POBLACIÓN	
Año	Población
2016	1,530 habitantes

SATURACIÓN DE LA POBLACIÓN	
2036	1,845 habitantes

Fuente Elaboración Propia

4.3 Estimación de Caudales

El caudal de diseño de las redes de alcantarillado se calculó en 5.43 l/s

4.3.1 Análisis Hidráulico de las Alcantarillas

Las características principales de la red propuesta se resumen en la Tabla 20, Tomando en cuenta que el trazado de la red es el mismo en ambas alternativas.

Tabla 20. Hidráulica de las alcantarillas para la alternativa propuesta

Cálculos hidráulicos			
Datos	**Símbolo**	**Valor**	**U/M**
Porcentaje de cobertura de red	Cobertura	100	%
Número de tramos de red colectora	Tramo	60	Und
Numero de PVS	PVS	54	Und
Diámetro de tubería	ø	6"	Pulg
Longitud de red colectora	L_{red}	3708.14	m
Profundidad de PVS mínima	$Prof_{min}$	1.40	m
Profundidad de PVS promedio	$Prof_{prom}$	1.43	m
Profundidad de PVS máxima	$Prof_{max}$	2.00	m
Pendiente mínima de tubería	S_{min}	0.45	%
Pendiente promedio de tubería	S_{prom}	7.64	%
Pendiente máxima de tubería	S_{max}	23.09	%
Velocidad mínima de tubería	V_{min}	0.59	m/s
Velocidad promedio de tuberia	V_{prom}	1.36	m/s
Velocidad máxima de tubería	V_{max}	2.34	m/s
Tensión de arrastre mínima de tubería	T_{min}	1.05	Pa
Tensión de arrastre promedio de tubería	T_{prom}	7.64	Pa
Tensión de arrastre máximo de tubería	T_{max}	20.73	Pa

(Fuente: Elaboración propia)

4.4 Red de Alcantarillado Sanitario

4.4.1 Características Topográficas y de Obras

A continuación se exponen las principales características topográficas

Tabla 21. Topografía y dispositivos en la alternativa de alcantarillado propuesta

Descripción	Alternativa	Unidad
Pozos de Visita Sanitario	54	Unid
Pozos Cabeceros	14	Unid
Longitud de Tubería (Ø 6”)	3708.14	M
Conexiones Domiciliares Cortas	328	Unid

(Fuente: Elaboración propia)

4.4.2 Red de Alcantarillado sanitario

El diseño de la red es de tipo convencional consta de 3,708.41 m de tubería de 150 mm (6 pulg) de diámetro con SDR-41 y un total de 54 pozos de visitas sanitarios a una distancia máxima de 100 m, construidos de ladrillo cuarterón.

4.5 Selección de la Alternativa de Tratamiento

Una vez expuestos los tipos de tratamiento y los procesos que intervienen en ellos, y teniendo presente los criterios técnicos correspondientes, se ha seleccionado el sistema de tratamiento más conveniente. El STAR estará constituido por un Pretratamiento que consta de una rejilla y un canal desarenador; un Tratamiento Primario conformado por una Fosa Séptica de doble cámara y un Tratamiento Secundario constituido por un Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)

A continuación se expone los valores de la alternativa seleccionada como la mejor opción para los cuatros barrios de la ciudad de San Rafael del Norte.

4.5.1 Sistema de Tratamiento

En todos los casos, el pre-tratamiento consta de rejas de limpieza manual, seguidas de un desarenador de flujo horizontal de limpieza manual y canaleta Parshall como medidor de caudal.

4.5.2 Alternativa seleccionada.

4.5.2.1 Tanque Séptico + FAFA

Se compone de un tanque séptico de dos recamaras que sirve para retener los sólidos sedimentables, remover solidos suspendidos y provocar la descomposición parcial de estos, seguido por un filtro anaerobio de flujo ascendente.

4.5.3 Esquema del sistema de tratamiento seleccionado

En la Figura No.4, se presenta el esquema del sistema de tratamiento seleccionado, en el cual se indican las unidades que lo conforman, así como, la etapa a la cual corresponde en la clasificación general de los sistemas de tratamiento.

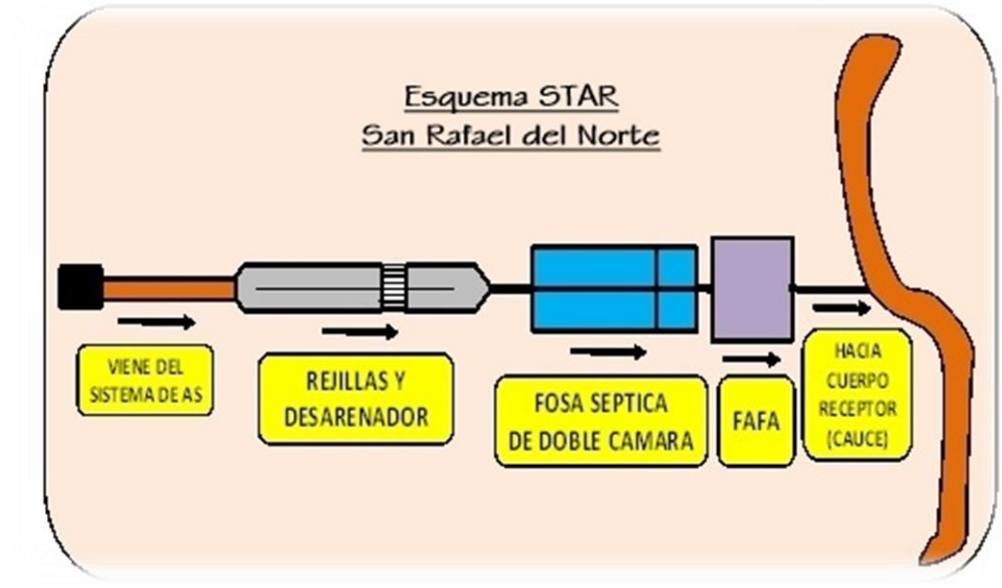


FIGURA 4 Esquema del sistema de tratamiento seleccionado

4.5.4 Tratamiento Preliminar

Compuesto por una reja de limpieza manual, dos desarenadores en paralelo y una canaleta Parshall, como dispositivo de medición de caudales, todos colocados en un canal de concreto rectangular.

4.5.5 Canal

Este tiene una longitud total de 1.75 m, con un ancho de 0.45 m y una altura de 0.5 m y tiene la capacidad de conducir el caudal de diseño (máximo: 5.43 l/s y mínimo: 1.71 l/s) a velocidades de 0.652 m/s y 0.443 m/s, las cuales no permiten que se formen sedimentos en el fondo del canal.

4.5.6 Rejas

Consta de 2 rejillas que están a lo largo del desarenador, se ubicará después de la de la **Caja Colectora CD1**. La distancia entre las dos rejillas a lo interno del desarenador es de 0.12 m. Están constituidas por 9 varillas lisas No.4 soldadas en su marco y empotradas con 2 bisagras cada una. Dado que es el tratamiento preliminar y que sus objetivos son remover los sólidos de gran tamaño (pellejos, trazas de carne, etc.) y las grasas, se consideró su sobre dimensionamiento.

4.5.7 Desarenador

El canal desarenador tendrá una longitud de 0.80 x 0.45 x 0.94 m, estará ubicado antes de la fosa séptica y en conjunto con la rejilla constituyen el tratamiento preliminar del sistema propuesto.

El objetivo de esta unidad es separar arenas, grava, cenizas y cualquier otra materia pesada que tenga velocidad de sedimentación o peso específico superiores a los de los sólidos orgánicos putrescibles del agua residual. La arena incluye también cáscara de huevo, pedazos de hueso, granos de café y grandes partículas orgánicas, tales como residuos de comidas. Por su importancia en el incremento de la eficiencia del sistema propuesto se consideró su sobredimensionamiento.

4.5.8 Tratamiento Primario

4.5.8.1 Fosa Séptica

La fosa séptica propuesta estará dividida en 2 unidades, y a su vez, estas serán de doble cámara cada una. Tendrán las dimensiones siguientes: Total = 10 m, A = 5 m y H = 3.15 m.

La primera cámara tendrá una longitud de 6.67m y la segunda de 3.33 m. Esto es con idénticos anchos y profundidades. El tiempo de retención será 0.5 días (de acuerdo a las normas). La capacidad de la primera cámara es de 463.49 m^3/d y la capacidad de la segunda cámara es de 231.75 m^3/d. O sea 695.24 m^3/d en total.

Este es un sistema que ayuda a eliminar los sólidos suspendidos y las grasas que se encuentran en un efluente. En la fosa, el agua residual es llevada a condicione de reposo, lo que permite que haya una buena sedimentación de sólidos, para que estos sólidos sean bien dirigidos, se depositan en el fondo donde son degradados por microorganismos anaerobios especializados. Se requiere que estos microorganismos permanezcan durante algún tiempo en el interior de la fosa.

Luego de un tiempo razonable la fosa se deberá limpiar, sin eliminar completamente el lodo del fondo de la misma para permitir la generación posterior de la masa bacterial.

4.5.9 Tratamiento Secundario

4.5.9.1 Filtro Anaerobio con Flujo Ascendente (FAFA)

Esta unidad es doble, una unidad para cada unidad de fosa séptica. Cada unidad tendrá las siguientes dimensiones: 7.90 x 7.90 x 2.55. Se ubicara después de la fosa séptica.

Es una técnica en la cual se realiza o desarrolla un proceso biológico de depuración en ausencia de oxigeno molecular disuelto. El filtro se basa en la

posibilidad de lograr una alta concentración de biomasa (microorganismos) en el interior del mismo. Esto se alcanza a través de los siguientes mecanismos:

- Adhesión de microorganismos a un medio de soporte, formando una película biológica.
- Atrapar los flóculos bacterianos en los intersticios del material que rellena el reactor.
- Retener los sólidos biológicos dentro del reactor durante un largo período de tiempo.

La elevada concentración de microorganismos dentro del reactor permite que puedan alcanzarse bajos tiempos de retención hidráulico, altas eficiencias y rendimiento significativo en la producción de biogás.

Es importante que el medio que el medio filtrante posea una alta superficie específica y una amplia relación de vacíos, que permitan una mayor superficie de contacto entre la capa biológica y el agua residual, ya que en el funcionamiento del filtro intervienen los sólidos suspendidos inertes y los digeribles que sedimentan rápidamente y que se acumulan en los espacios intersticiales. Esta acumulación (cuando llega a presentarse, y esto sucede sino se coloca un pretratamiento que elimine los sólidos suspendidos), la dispersión hidráulica, la acción de la mezcla de las burbujas de gas ascendente y otros factores son los causantes de cortocircuitos y de la desviación del flujo ideal.

Debido a que la digestión anaerobia es un proceso biológico complejo, se deben considerar los factores que interviene directamente en el funcionamiento de un sistema anaerobio. Para la digestión anaerobia un rango óptimo de pH está entre 6.8 y 7.5. Sin embargo, el proceso ocurre satisfactoriamente en el rango de 6 y 8. La temperatura es otro parámetro importante que puede afectar la actividad biológica, valores entre 15^0y 40^0C, permiten que se realice el proceso; las temperaturas próximas al límite superior aceleran el proceso de degradación y contrariamente, las temperaturas cercanas al límite inferior hacen más lento el proceso.

La alcalinidad es un indicador que nos permite determinar la capacidad que posee un agua determinada que el sistema está salvaguardando contra fluctuaciones de pH.

4.6 Calidad del vertido del efluente

Las aguas tratadas provenientes del filtro anaerobio de flujo ascendente cumplen con todos los parámetros establecidos en el decreto N° 33-95, estas serán vertidas a un cuerpo receptor de agua que en su trayectoria desemboca en el Rio Viejo de Jinotega.

Tabla 22 Parametros de vertido y remocion en unidades de tratamiento.

TRATAMIENTO	DBO mg/l3	DQO mg/l3	S. sedim. Mg/l
preliminares: rejas	Despr.	Despr.	Despr.
Desarenador	**570**	**1006**	**262.26**
% Reducción	5%	5%	10%
Salida	**541.5**	**955.7**	**236.03**
T. primario: fosa séptica			
% reduccion	40%	40%	80%
salida	**324.9**	**573.4**	**47.21**
T. secundario : FAFA			
% Reducción	80%	70%	70%
Salida	**64.98**	**172.0**	**14.16**

4.7 Resumen de Costos de Obras Propuestas

La alternativa seleccionada tiene un costo de construcción de C$ 3, 375,186.23. El costo terreno para la construcción del sistema de tratamiento es propiedad de la municipalidad de San Rafael del Norte. En la Tabla 26 se presenta el resumen de costo per cápita y total de cada componente de la alternativa.

4.8 Estimación de Costos

A continuación se exponen los costos del a red de alcantarillado, tratamiento preliminar y los sistemas de tratamiento correspondientes a la alternativa seleccionada

4.8.1 Red de Alcantarillado

Este ítem comprende los costos preliminares, el sistema de colectoras, obras para registros, la caída de los pozos de visita, las conexiones domiciliares, así mismo incluye la ruptura y reposición para aquellas calles que se encuentra adoquinadas o asfaltadas y por último la limpieza final.

Tabla 23. Costo de Red de Alcantarillado

ETAPA	DESCRIPCIÓN	COSTO TOTAL
1	Preliminares	23,911.51
2	Sistema de colectoras	850,096.55
3	Obras para Registro	419,973.93
4	Conexiones domiciliares	505,762.87
5	Limpieza Final	27,010.46

(Fuente: Elaboración propia)

4.8.2 Tratamientos Preliminares

Los costos de esta área del proyecto corresponden a un solo diseño para la etapa de Tratamiento primario y secundario de las aguas residuales de San Rafael del Norte.

Tabla 24. Costos de Pre tratamiento

ETAPA	DESCRIPCION	TOTAL
1	Limpieza inicial	C$ 2,837.90
2	Construcción de canal	C$ 10,427.05
3	Construcción de reja	C$ 678.00
4	Construcción de desarenador	C$ 17,722.40
5	Medidor Parshall	C$ 7,530.00
6	Cajas de recolección y Distribución	C$ 24,958.49
7	Operación y acabado	C$ 286,319.96
GRAN TOTAL		C$ 350,473.80

(Fuente: Elaboración propia)

4.8.3 Alternativa de sistema.

La estimación de costo de esta alternativa se dividió en los precios de Mano de Obra, Materiales y Equipos a utilizar.

Tabla 25. Costo de Alternativa 1

Descripción	Costo total C$ GLOBAL
Tratamiento Primario+ Tratamiento secundario	
Tanque Séptico + FAFA	C$ 870,117.37

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 26. Resumen de costos de alternativa seleccionada

DECRIPCIÓN	COSTO	
	PER-CAPITA	TOTAL
CONSTRUCCIÓN		
Alcantarillado	C$ 1,167.80	C$ 2,154,595.06
Pre-Tratamiento	C$ 189.96	C$ 350,473.80
Tanque septico + FAFA	C$ 471.61	C$ 870,117.37
OPERACIÓN Y MANTEMIENTO		
Alcantarillado (anual)	C$ 10.87	C$ 20,055.15
Sistema de Tratamiento	C$ 66.09	C$ 121,936.05
TOTAL	C$ 76.96	C$ 141,991.20

(Fuente: Elaboración propia)

4.9 Impacto ambiental de proyecto.

Los Proyectos de Agua y Saneamiento deberán ajustarse a los criterios de diseño y normativas ambientales establecidas en los documentos de MARENA, INAA, FISE e INIFOM:

Todo proyecto relacionado con la actividad Agua y Saneamiento, debe cumplir con las normas legales establecidas para la evaluación de la posible afectación de dicho proyecto al medio ambiente.

Los principales elementos a tomar en cuenta son:

- El medio ambiente físico (caracterización climática, geología, geomorfología, caracterización edafológica, recursos hídricos, superficial, calidad, usos).
- Atmósfera, variables atmosféricas y estudio local de calidad del aire.
- Medio biológico (ecosistemas naturales),
- Medio ambiente socioeconómico y de infraestructura (caracterización poblacional, densidad de la población, usos y ocupación del suelo. Infraestructura de servicios, relación sociedad/ recursos ambientales).

Categoría IV: Agrupa algunos tipos de proyectos del Sistema de Inversión Pública que no están sujetos a los procedimientos ambientales de Ley y que por su incidencia ambiental deberían llevar durante su ciclo de vida un conjunto de instrumentos ambientales que incluyen: evaluación del emplazamiento, análisis ambiental, evaluación ambiental, seguimiento y monitoreo

4.9.1 Evaluación de emplazamiento

Tabla 27 Evaluación Geológica

EVALUACION GEOLOGÍA									
E	Sismicidad	Deslizamiento	Inundaciones	Hundimiento	Calidad del suelo	*P*	*F*	*ExPxF*	PxF
1						3	0	0	0
2		**X**	**X**	**X**		2	2	8	4
3	**X**				**X**	1	3	9	3
∑								17	7
Impacto: ExPxF / PxF=			**2.43**						

FUENTE: Elaboración Propia, Periodo 2016.

Este proyecto según el componente de Geología descrito en la tabla #26, alcanzo el valor de 2.43 lo que significa que el sitio es poco peligroso, con muy

bajo componente de riesgo a desastre y bajo deterioro de la calidad ambiental a pesar de limitaciones aisladas. El FISE considera esta alternativa de sitio elegible.

Tabla 28 Evaluación Hidrológica y cambio climático

EVALUACIÓN HIDROLOGÍA Y CAMBIO CLIMÁTICO								
E	**Agua subterránea**	**Agua superficiales**	**Sistema de drenaje**	**Susceptibilidad al cambio climático**	***P***	***F***	***ExPxF***	**PxF**
1					3	0	0	0
2				**X**	2	1	4	2
3		**X**	**X**		1	2	6	2
∑							10	4
Impacto: ExPxF / PxF=			**2.5**					

FUENTE: Elaboración Propia, Periodo 2016.

Este proyecto según el componente de evaluación hidrológica descrito en la tabla 5.2, alcanzo el valor de 2.5 lo que significa que el sitio es poco vulnerable, con muy bajo componente de riesgo a desastre y bajo deterioro de la calidad ambiental a pesar de limitaciones aisladas. El FISE considera esta alternativa de sitio elegible.

Tabla 29 Evaluación Ecosistema

EVALUACION ECOSISTEMA							
E	*Especies en riesgo*	*Habitat fluvial*	*Rangos de pendiente*	*P*	*F*	*ExPxF*	PxF
1				3	0	0	0
2			**X**	2	1	4	2
3	**X**	**X**		1	2	6	2
∑						10	4
Impacto: ExPxF / PxF=			**2.50**				

Fuente Elaboración Propia, Periodo 2016.

Este proyecto según el componente de Geología descrito en la tabla 5.3, alcanzo el valor de 2.5 lo que significa que el sitio no es peligroso, con muy bajo componente de riesgo a desastre y bajo deterioro de la calidad ambiental a pesar de limitaciones aisladas. El FISE considera esta alternativa de sitio elegible.

Tabla 30 Evaluación Social

EVALUACIÓN SOCIAL								
E	**Cultura**	**Salud**	**Economía**	**Organización**	***P***	***F***	***ExPxF***	**PxF**
1					3	0	0	0
2		**X**	**X**		2	2	8	4
3	**X**			**X**	1	4	12	4
∑							20	8
Impacto: ExPxF / PxF=			**2.50**					

Fuente Elaboración Propia

Este proyecto según el componente de Geología descrito en la tabla 5.4, alcanzo el valor de 2.5 lo que significa que el sitio no es peligroso, con muy bajo componente de riesgo a desastre y bajo deterioro de la calidad ambiental a pesar de limitaciones aisladas. El FISE considera esta alternativa de sitio elegible.

Tabla 31 Evaluación medio constructivo.

EVALUACIÓN MEDIO CONSTRUCTIVO							
E	Material	Uso del suelo	Maquinarias	*P*	*F*	*ExPxF*	PxF
1				3	0	0	0
2	**X**			2	1	4	2
3		**X**	**X**	1	2	6	2
∑						10	4
Impacto: ExPxF / PxF=			**2.5**				

Fuente Elaboración Propia, Periodo 2016

Este proyecto según el componente de Geología descrito en la tabla 5.5, alcanzo el valor de 2.5 lo que significa que el sitio es poco peligroso, con muy bajo componente de riesgo a desastre y bajo deterioro de la calidad ambiental a pesar de limitaciones aisladas. El FISE considera esta alternativa de sitio elegible.

4.9.2 Análisis ambiental

El Análisis Ambiental es un instrumento para utilizarse en la fase de factibilidad del proyecto y permite identificar y valorar la situación ambiental del medio con proyecto o sin proyecto, así como incorporar las medidas de mitigación y de respuestas ante desastres.

Este análisis se encuentra dentro de los criterios de elegibilidad de los proyectos.

Para realizar el Análisis Ambiental será necesario contar con la siguiente información:

- Conocimiento del sitio y el área de influencia del proyecto
- Resultados de la evaluación de emplazamiento
- Requisitos Básicos Ambientales del proyecto
- Auto diagnóstico comunitario

4.9.3 Calidad ambiental del sitio del proyecto

Tabla 32 Calidad ambiental del área de influencia sin proyecto

CALIDAD AMBIENTAL DEL AREA DE INFLUENCIA SIN PROYECTO				
FACTORES AMBIENTALES	*DESCRIPCIÓN*	*EVAL.*		
		1	*2*	*3*
Sismicidad	Actividad sísmica nula			X
Características de la Geomorfología	Terrenos con rangos de 15% hasta 75% de pendiente y relieve de fuertemente inclinado a muy escarpado.			X
Tipos de suelos en la zona de estudio	zonas marginales de actividad forestal			X
Vientos	Los vientos predominantes de noreste a suroeste con velocidades medias de 2.5 m/s.			X
Temperaturas	Clima frio que oscila entre 10 º C a 21 ºC			X
Precipitaciones	Oscila entre 1200mm a 1500 mm anualmente			X
Humedad	Entre 80% y 90%			X
Hidrología/Micro cuencas	Microcuencas abundantes por parteaguas cercano		X	
Hidrología/Calidad de las aguas	Abundante potencial de aguas superficiales, contaminadas en su mayoría.		X	
Ruido	No presenta problemas			X
Datos de la vegetación	Existen más de 5000 de manzanas de bosque que cuenta con maderas preciosas.		X	
Datos de la fauna	La mayoría de las especies que se Hospedan en la zona son mamíferos, aves y reptiles.			X
Descripción del Sistema de Asentamientos Humanos	La ubicación de la población es de forma dispersa y concentrada.		X	
Vías de acceso	Carretera de macadán.		X	
Actividades económicas	Producción agropecuaria. La principal generación de empleo está fuera de la Comunidad		X	
Electricidad	Existe Red de Energía Eléctrica			X
Comunicaciones	Estado regular		X	
Salud	Puesto de Salud cercano			X

CALIDAD AMBIENTAL DEL AREA DE INFLUENCIA SIN PROYECTO				
FACTORES AMBIENTALES	DESCRIPCIÓN	EVAL.		
		1	2	3
Educación	Existe un centro de educación primaria en la comunidad.			X
Estados globales de la calidad ambiental en la comunidad.		0	7	12

Fuente Elaboración Propia, Periodo 2016

Tabla 33 Calidad Ambiental del área de influencia con proyecto.

CALIDAD AMBIENTAL DEL AREA DE INFLUENCIA CON PROYECTO				
FACTORES AMBIENTALES	DESCRIPCIÓN	EVAL.		
		1	2	3
Sismicidad	Actividad sísmica nula			X
Características de la Geomorfología	Terrenos con rangos de 15% hasta 75% de pendiente y relieve de fuertemente inclinado a muy escarpado.			X
Tipos de suelos en la zona de estudio	zonas marginales de actividad forestal			X
Vientos	Los vientos predominantes de noreste a suroeste con velocidades medias de 2.5 m/s.			X
Temperaturas	Clima frio que oscila entre 10 º C a 21 ºC			X
Precipitaciones	Oscila entre 1200mm a 1500 mm anualmente			X
Humedad	Entre 80% y 90%			X
Hidrología/Micro cuencas	Cuencas alrededor de la obra contaminadas.			X
Hidrología/Calidad de las aguas	Educación ambiental que contribuya al cuido y protección de la fuente.			X
Ruido	Presentará problemas de ruido leves		X	
Datos de la vegetación	Se tomara plan de manejo de cuenca tomando en cuenta la reforestación			X
Datos de la fauna	Se tomara planes de manejo tomando en cuenta la fauna		X	
Descripción del Sistema de Asentamientos Humanos	La ubicación de la población es de forma dispersa y concentrada.		X	
Vías de acceso	Carretera de macadán.		X	
Actividades económicas	Generación de empleo tanto en la fase constructiva como de operación.			X
Electricidad	Existe Red de Energía Eléctrica			X
Comunicaciones	Estado regular		X	
Salud	Disminución de enfermedades debido a el tratamiento de aguas residuales			X
Educación	Mejoramiento a la infraestructura del centro de educación.			X
Estados globales de la calidad ambiental en la comunidad.		0	4	13

Fuente Elaboración Propia, Periodo 2016.

5. CAPITULO. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- La población de los Barrios de la Zona Norte de San Rafael del Norte necesitan un Proyecto de Sistema de Alcantarillado y tratamiento de aguas residuales, dado que el 100 % de las viviendas encuestadas carecen de un servicio de alcantarillado sanitario, y la cantidad de aguas grises de cada casa están siendo vertidas a las calles de estos barrios en los cuales proliferan muchos enfermedades debido al encharcamiento de estas mismas.

- En el análisis de la composición de los barrios en estudio, demostró que no existen más zonas donde la población pueda expandirse, es por tal razón que el diseño de la red de alcantarillado se realizó en base a la población de saturación que equivale a 1,845 habitantes.

- El diseño de la Red de alcantarillado sanitario de los Barrios de la zona Norte de la ciudad de San Rafael del Norte, constará con 3,708.14 m de longitud de tubería de PVC-SDR 41 de 6'' de diámetro, donde en el diseño resultaron 14 pozos cabeceros de un total de 54.

- Para el dimensionamiento del sistema de tratamiento se presentaron dos alternativas, ambas con un mismo pretratamiento y basado en la efectividad de remoción de contaminantes, se determinó que los sistemas de tanque séptico + Sistema FAFA (Alternativa 1) son los más adecuados para el Municipio, en comparación con la Alternativa 2 (Tanque Imhoff + Biofiltro).

- Se elaboró presupuesto para la construcción del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la zona Norte de San Rafael del Norte, así mismo para las alternativas de tratamiento realizadas, seleccionándose como la más factible y económica por su costo en comparación con la Alternativa 2, con un costo total de C$ 3,375,186.23 que corresponde a la Alternativa N°1.

- El impacto ambiental de este proyecto cumple con los criterios mínimos de mitigación de medio ambiente, dado que cada tabla comparativa de impacto ambiental dan valores mínimos según lo analizado

5.2 Recomendaciones.

- El suelo encontrado en el sondeo son de tipo Limos y Arcillas, son suelos que por sus propiedades geotécnicas pueden ser utilizados como impermeabilizantes.

- Incentivar a la población para promover el desuso de letrinas o evacuar las aguas domésticas a las calles y brindarles la información necesaria para que adquieran conocimientos básicos del buen uso y funcionamiento del sistema de alcantarillado sanitario. Así mismo darles a conocer que la red es únicamente para recolectar agua de desechos domésticos y no pluviales, para que no recarguen las tuberías de las mismas.

- El operador de la planta de tratamiento debe ser una persona capacitada, donde a su vez se le brinde asistencia técnica acerca de la operación de la planta por lo menos durante el primer, para lograr y garantizar el buen funcionamiento de esta.

5.3 BIBLIOGRAFIA

1. (SNIP), S. N. (s.f.). *www.snip.gob.ni*.
2. Baldizón, M. E. (s.f.). *Tratamiento de Aguas Residuales/ Ingeniería Sanitaria II.* Managua, Nicaragua: UNI FTC.
3. Borrero, J. A. (1999). *Depuracion de Aguas Residuales Municipales con Humedales Artificiales.* Barcelona: Universidad Nacional de Cataluña.
4. CEPIS. (2005). *Guias para el Diseño de Tecnologia de Alcantarillado.* Lima.
5. CEPIS, O. (2005). Guia para el Diseño de Tanques Septicos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización. 20,27. Lima, Peru.
6. CIEMA, Corporación Austríaca para el Desarrollo. (2005). *Proyecto ASTEC, Tecnología sostenible para el tratamiento de aguas residuales en América Central.* Managua: UNI.
7. Desarrollo, I.-I. N. (Marzo 2008). *SAN MARCOS en cifras.* Managua.
8. Fundación ICA, A.C. (s.f.). INGENIERÍA DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES. México, D.F, México.
9. Guzman, A. M. (2003). *Tratamientos Preliminares.* Sanra Cruz.
10. INETER. (2012). *Resumen Meteorologico Anual.* Masatepe.
11. INETER. (2012). *Resumen Meteorologico Anual.* Masatepe.
12. Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. (s.f.). *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamientos de Aguas Residuales.* Managua, Nicaragua.
13. INTERNATIONAL, A. (s.f.). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils - D4318 – 10. En *Normas ASTM* (págs. 105-121). Estados Unidos.
14. Lara, J. (1999). Depuración de aguas residuales urbanas mediante humedales artificiales. Barcelona, España.
15. Marcos, A. d. (2013). *Actualizacion de Caracterizacion Municipal, San Marcos.* San Marcos, Carazo.

16. MIFIC. (2006). *NTON 05 027 05 "Norma Técnica Ambiental para Regular los Sistemas de Tratamiento y de Aguas Residuales".* Managua: La Gaceta - Diario Oficial.

17. Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales. (s.f.). Decreto 33-95 Disposiciones para el control de contaminación proveniente de descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agropecuarias. 3526.

18. Presidencia de Nicaragua. (2003). Decreto Presidencial No. 73. La Gaceta, Diario Oficial.

19. Steel, E. (s.f.). *Manual de Tratamiento de Aguas Residuales.* New York, Estados Unidos de América.

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A. ESTUDIO SOCIO- ECONÓMICO.....II
ANEXO B. ESTUDIO DE SUELO Y PERMEABILIDAD.....VII
ANEXO C. ESTUDIO HIDROLÓGICO.....XXIII
ANEXO D. CÁLCULO DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....XLVI
ANEXO E. DISEÑO DE SISTEMA DE TRATAMIENTO.....LIV
ANEXO F. FOTOGRAFÍAS DE ESTUDIOS REALIZADOS LXIII

Anexo A . Estudio Socio- económico.

Población

Para definir la población actual de los barrios de la zona norte de San Rafael del Norte, se utilizaron datos recopilados, en la encuesta que se llevó a cabo casa por casa. Se encuestaron 272 casas en las que se contabilizaron 1530 habitantes.

Según los resultados del conteo de viviendas y muestreo poblacional, el barrio presenta la siguiente distribución de población y vivienda.

Tabla Población y número de viviendas.

Población Beneficiada	Viviendas Beneficiadas	Índice Promedio (Hab/Viv)
1530	272	5.63

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

Composición por edad y sexo

Según datos recopilados de la encuesta realizada, 918 habitantes son adultos, constituyendo un 60 % y 612 son niños, representando 40% de la población total.

Tabla Composición por edad

Población Total	Adultos	Niños
1530	918	612

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

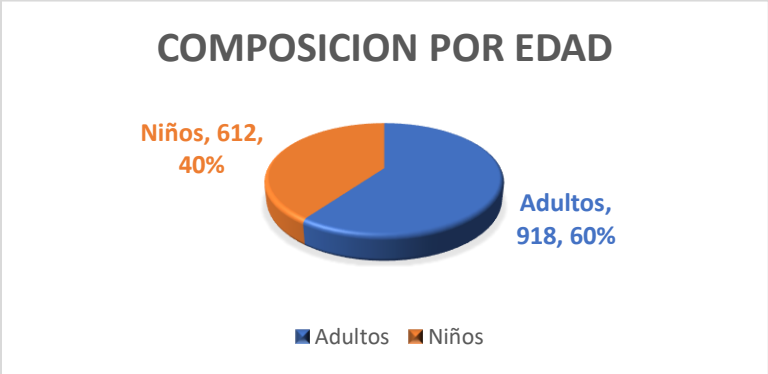


Grafico 6 Composición por edad

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de enero 2009.

En lo que concierne a la composición por sexo, 719 habitantes son de sexo masculino y 811 de sexo femenino, representando esto un 47 % y 53% respectivamente de la población total

Tabla Composición por sexo

Población Total	Masculino	Femenino
1530	719	811

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de enero 2009.



Grafico 7 Composición por sexo

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de enero 2009.

Situación socio- económica

Para estudiar la situación socioeconómica de los barrios de la zona norte de San Rafael del Norte, se utilizó el formato de encuesta socioeconómica de ENACAL, como instrumento de recopilación de información.

Las familias que componen el barrio son en su mayoría amas de casa, obreros, comerciantes y domésticas, pero también se pudo observar que hay muchas personas con deseo de superación y voluntad de trabajar en lo que puedan.

De la población adulta aproximadamente un 40.53% son activas, es decir que el 40.53% de la población reporta un ingreso mensual.

En relación a los materiales de los cuales están constituidas las viviendas, se averiguó lo siguiente:

- El 100% de las viviendas poseen techo de zinc.
- Las paredes:

Tabla 34 Tipos de paredes

Barrios	Número de viviendas	Viviendas de madera	viviendas de concreto	Viviendas Mixtas
Cantidad	272	38	169	65
%		14%	62%	24%

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

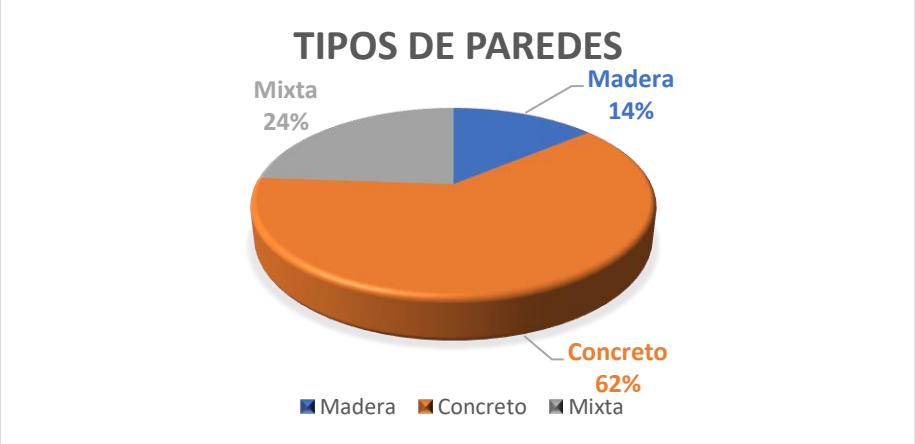


Grafico Tipos de paredes

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2019.

- Los pisos son:

Tabla Tipos de pisos

Barrios	Número de viviendas	Pisos de tierra	Pisos de ladrillos	Pisos de embaldosado
Cantidad	272	60	131	82
%		22%	48%	30%

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.



Grafico Tipos de pisos

Gráfico nº 4: Tipos de pisos, de los cuales están constituidas las viviendas del barrio.

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

Servicios públicos existentes

Agua potable

De acuerdo con lo expresado por los encuestados el 100% de las viviendas de los barrios, cuentan legalmente con el servicio de agua potable.

Alcantarillado sanitario

El 82% de la población hace uso de letrinas tradicionales mientras el 18% hace uso de inodoros.

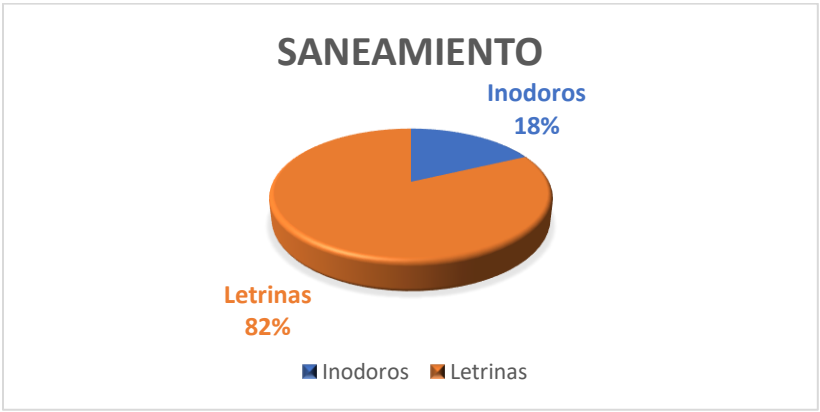


Grafico 8 Situación de Saneamiento

Fuente: Elaboración propia, resultados de encuesta realizada en el periodo de agosto 2016.

Energía eléctrica

El barrio cuenta con el servicio de energía eléctrica, con una cobertura del 100% de acuerdo a lo expresado por los pobladores en la encuesta.

Telecomunicaciones

Del total de las viviendas del barrio encuestadas un 33% poseen teléfono.

Recolección de basura

La alcaldía de San Rafael del Norte brinda este servicio a todo el barrio de beneficiando al 100% de la población.

Disponibilidad económica de los habitantes para optar al servicio de alcantarillado sanitario.

La disponibilidad económica de los habitantes está ligada a los ingresos económicos en cada vivienda del barrio:

De las 272 viviendas:

- 18poseen pulperías
- Cyber
- sastrerías
- 2 bar
- 2 salas de belleza

Cabe mencionar que de la población adulta aproximadamente un 40.53% poseen trabajo reportando un ingreso mensual.

Es por ello que de forma general, se pudo confirmar que los pobladores de este barrio poseen una buena disponibilidad para la instalación del servicio, ya que necesitan mejorar, tanto el aspecto de la infraestructura del barrio como la calidad de vida.

Anexo B. Estudio de suelo y permeabilidad.

Información General

En este informe se presentan los resultados de las investigaciones efectuadas en el proyecto “Diseño de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de agua residual para los barrios Rosario Murillo, Daniel Ortega, Santa Clara y Padre O dórico D’Andrea)”

Nombre Del Proyecto

El proyecto se denomina “Diseño de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de agua residual para los barrios Rosario Murillo, Daniel Ortega, Santa Clara y Padre O dórico D’Andrea)”

El estudio suelo se realiza para la determinación de los factores influyentes a este para la buena edificación de la estructura que se procederá luego de la estructuración y verificación de los Análisis de campo y laboratorio sobre la factibilidad del estudio antes mencionado.

En anexos a este informe se presentan los resultados de laboratorio y de clasificación de las muestras obtenidas en el campo.

Ubicación

Ubicado en la zona urbana del municipio san Rafael del Norte, Jinotega

Tabla

Localización de sondeos realizados.

CODIGO	UBICACIÓN UTM 16	Sitio de Sondeo
SM1	Muestras	Muestras
	596990.065, 1461312.811	San Rafael del Norte, Jinotega

Objetivo

El objetivo general del presente estudio es el de obtener los parámetros básicos necesarios del subsuelo para el Diseño de Estructuras.

Metodología De Aplicación De Ensayo

La determinación del Valor de Soporte California, CBR, parámetro aplicado en el diseño de estructuras de ingeniería, en general es considerada como un proceso complejo que adicionalmente requiere de bastante tiempo para su obtención. Como respuesta a estas dificultades surgen diferentes dispositivos como el DCP (Cono Dinámico de Penetración) que facilitan y proporcionan mayor practicidad a los ensayos convencionales.

El DCP es una herramienta útil, multifuncional, su uso trae una gama de beneficios. Sin embargo, es necesaria una buena interpretación para determinar parámetros de diseño finales más confiables, optimizando tiempo, dinero, recursos humanos y mecánicos.

El DCP fue desarrollado en 1956 por Scala; estudios realizados en campo por Livneh y Ishali (1987) y Kleyn (1975) han sido básicos para la evaluación de suelos. Posteriormente se ha difundido su uso en Inglaterra, Australia, Canadá, Nueva Zelanda y Estados Unidos. Este instrumento es utilizado esencialmente para evaluar la resistencia de suelos tanto no disturbados como compactados y estimar un valor de CBR en campo.

A diferencia de este último, el DCP presenta ventajas como su simplicidad y economía de uso. Implícitamente, el DCP estima la capacidad estructural de las diferentes capas que conforman a un pavimento, detecta simultáneamente el grado de heterogeneidad que puede encontrarse en una sección y la uniformidad de compactación del material, de una manera rápida, continua y bastante precisa.

Especificaciones Geométricas del DCP

Recientemente la ASTM publicó una metodología estándar para el uso y aplicación del DCP en pavimentos, con la designación: D-6951-03. Este ensayo utiliza un DCP basado en el dimensionamiento de Sowers, con un martinete de 8

kg el cual tiene una caída libre de 575 mm y un cono intercambiable en la punta con un ángulo de 60º y un diámetro de 20 mm.

El número DCP

Este número representa la penetración obtenida por golpe y se expresa en mm/golpe; es el valor de la pendiente de la curva DCP para la capa en estudio, mientras más vertical sea la gradiente, menor será la resistencia del suelo. Asimismo, esta medida de penetración describe la resistencia promedio de un suelo a través de cierta profundidad alcanzada, la cual se determina como el trabajo realizado por el suelo para detener el cono de penetración, dividido entre la distancia de penetración.

Correlación existente para el DCP.

Correlaciones existentes para el DCP En las últimas décadas se han desarrollado diferentes investigaciones para correlacionar el valor DCP con otras características físico-mecánicas de los suelos; la selección apropiada de este tipo de correlaciones está relacionada con el juicio del profesional en el área y las especificaciones del equipo DCP. Como lo es Limite Liquido, Índice de plasticidad, grado de saturación, valor de soporte, clasificación de estratos de suelo. trascendentales obtenidas con el uso del DCP (equipo normado según ASTM).

Investigación Efectuada

Con el propósito de conocer las condiciones y características del sub-suelo, en el área donde se proyecta la obra, se procedió a realizar los sondeos manuales para la extracción del material a estudiar y se recopilo información por medio del método DCP con la denominación ASTM D-6951-03 aplicando golpes de penetración con la correlación del método SPT de sondeos manuales, para la extracción del material a estudiar, se procedió a la ejecución de sondeos manuales con una profundidad máxima de 3 metros, donde se extrajo muestras de suelo para ser estudiadas en laboratorio de igual manera, de igual modo se aplicó la relación DCP en 4 capas diferentes de la calicata realizada dándose la primera en suelo natural, luego a un metro de profundidad siguiente a 2 metros de

profundidad y por ultimo a los tres metros de profundidad obteniendo diferentes valores de este mismo.

La metodología de investigación, consistió básicamente en un reconocimiento técnico del sitio y en la ejecución de sondeos en número, localización y profundidades, definidas por el dueño. Las muestras obtenidas en el campo se examinaron y clasificaron In Situ, mediante procedimientos rutinarios de campo, tomándose muestras inalteradas, correspondiente a cada estrato, las cuales se trasladaron al laboratorio para realizarle los ensayes básicos necesarios para recopilación de información y conocer más la funcionalidad que este caracteriza, ver en anexos fotos de las calicatas.

Tabla Especificaciones de sondeos realizados.

Código	Descripción	Sitio de sondeo
Código	**Muestras**	**Muestras**
SM-1	Estrato 1, 0.0m – 0.15m: capa vegetal color negro. Estrato 2, 0.15m-0.40m: suelo color marron de textura suave Estrato 3, 0.40m – 3.00m: suelo color naranja limoso.	Planta de tratamiento, San Rafael del Norte , Jinotega

Estudio De Laboratorio

A las muestras inalteradas, obtenidas en la fase de campo, de los sondeos, se reagruparon y fueron sometidas a ensayes de laboratorio.

A continuación se indican los tipos de ensayos efectuados y la designación AASHTO Y ASTM correspondiente:

Tabla Tipos de ensayos AASHTO y ASTM

Tipo de Ensaye	Designación
Análisis granulométrico de los suelos	AASHTO T 27 – 88
Límites ATTERBERG	AASHTO T 89 – 90
Índice de plasticidad de los suelos	AASHTO T 90 – 97
CBR correlacionado con DCP	ASTM N 6951-03 y AASHTO T 180

Con los resultados obtenidos de estos ensayes, se procedió a la clasificación de las muestras mediante el procedimiento del **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)** con designación de la **ASTM D 2487.**

Sondeo Manual 1 (Sm-1-Estrato1)

ESTRATO 1 (MUESTRA OBTENIDA A LOS 0.15m DE PROFUNDIDAD):

Se describe como material limoso color marron de partículas finas y alto grado de absorción de líquido. El material clasifica dentro del grupo **A-7-6** con índice de grupo **0** Clasificado según la **AASHTO** como suelo **limoso-arenoso pobre a malo como sub-grado** y una Clasificación según **SUCS** de suelo **Limo alta plasticidad con arena MH** Esta muestra posee un **43.33%** de Limite Plástico y **72.80 %** de Límite Líquido.

CBR: El suelo descrito anteriormente saturado y compactado al 90%, 95% y 100% Proctor estándar y Penetración en laboratorio con DCP tiene los valores siguientes:

Suelos	CBR, %			PVS máx. kg/m³ (*)	Humedad Optima, %
	90 %	95 %	100 %		
Suelos A-4 (0)	12	20	30	1,432	15.30

Relación Resistencia CBR Log_{10} (CBR) = 1.07

SM1-ES-1	Peso Especifico (kg/cm3)	Angulo de Fricción	Carga Permisible (kg/cm2)	Relación con Sub-Rasante	CBR % DCP
Capa de Estudio	1,365	25.74	1.078	5.5	9.7

CUADRO DE DISEÑO

Código	Descripción	Valor Obtenido
1	Coeficiente de Expansión de suelos Excavados	1.20
2	Valor de referencia de cohesión en Kg/cm2	1.078
3	Angulo de fricción interna y peso Específico del suelo	Grad:25.74; 1,365Kg/cm3
4	Factor de seguridad del suelo en contra de deslizamientos	1.1
5	Valor del Módulo de Poisson (u)	0.2
6	Carga admisible para capacidad de soporte en kg/cm2	1.078

Sondeo Manual 1 (Sm-1-Estrato2)

ESTRATO 2 (MUESTRA OBTENIDA A LOS 0.40m DE PROFUNDIDAD):

Se describe como material limoso color naranja de partículas finas y alto grado de absorción de líquido. El material clasifica dentro del grupo **A-4** con índice de grupo **0** Clasificado según la **AASHTO** como suelo **pobre a malo como sub-grado** y

una Clasificación según **SUCS** de suelo **Limo baja plasticidad ML** Esta muestra posee un **31.11%** de Limite Plástico y **33.10 %** de Límite Líquido.

CBR: El suelo descrito anteriormente saturado y compactado al 90%, 95% y 100% Proctor estándar y Penetración en laboratorio con DCP tiene los valores siguientes:

Suelos	CBR, %			PVS máx. kg/m³ (*)	Humedad Optima, %
	90 %	95 %	100 %		
Suelos A-4 (0)	12	20	30	1,432	15.30

Relación Resistencia CBR Log_{10} (CBR) = 1.07

SM1-ES-1	Peso Especifico (kg/cm3)	Angulo de Fricción	Carga Permisible (kg/cm2)	Relación con Sub-Rasante	CBR % DCP
Capa de Estudio	1,365	25.74	1.078	5.5	9.7

CUADRO DE DISEÑO

Código	Descripción	Valor Obtenido
1	Coeficiente de Expansión de suelos Excavados	1.20
2	Valor de referencia de cohesión en Kg/cm2	1.078
3	Angulo de fricción interna y peso Específico del suelo	Grad:25.74; 1,365Kg/cm3
4	Factor de seguridad del suelo en contra de deslizamientos	1.1

5	Valor del Módulo de Poisson (u)	0.2
6	Carga admisible para capacidad de soporte en kg/cm2	1.078

Sondeos realizados con dcp para relacion cbr y capacidad de soporte.

Sondeo manual con cono de penetración dinámico en calicata.

SONDEO REALIZADO	PROFUNDIDAD DE SONDEO	VALOR DCP	VALOR CBR	CAPACIDAD DE SOPORTE
CALICATA TERRENO NATURAL ENTRADA	0.50m	20	11	1.45
CALICATA TERRENO NATURAL BOMBAS	1.70	20	11	1.45
CALICATA TERRENO NATURAL TANQUES	1.70	20	11	1.45
CALICATA TERRENO NATURAL OFICINA	1.70	20	11	1.45

SONDEOS REALIZADO PARA PRUEBA DE INFILTRACION DE TERRENO.

- **Absorción relativa:** Se pudo constatar durante el periodo que se realizó la prueba de infiltración, que este arrojo un valor de absorción relativa media, en la tabla siguiente detallada.

Tabla 35 Absorción Relativa

Absorción relativa (min/pulg)		Promedio de Absorción relativa (min/pulg)
Mínimo	Máximo	
4.09	3.63	3.86

SM1 MATERIAL IMPERMEABLE

Tiempo en minutos para que el nivel del agua baje 1 pulg. (2,54 cm)	Absorción relativa
0 á 3	Rápida
3 á 5	Media
5 á 30	Lenta
30 á 60	Semi-impermeable
+60	**Impermeable**

- **Tasa de infiltración:** Sirve para determinar la velocidad de infiltración del agua en el suelo estipulado en lt/m^2-dia determinado por:

$Q= 315.5x(h/t)^{0.5}$

El resultado de esta prueba fue de 10.52 lt/m^2-dia

Resultados Obtenidos

Sobre la base de los reportes técnicos de campo y los resultados de laboratorio, se puede afirmar que en todos los tramos en estudio predominan los tipos de suelo que a continuación se describen:

- En el sondeo manual 1 estrato 2 según el sistema unificado de clasificación de suelos, **SUCS**, el material se clasifica del tipo **limo de baja plasticidad ML** el sistema de clasificación de suelos de la **AASHTO**, corresponde a la clasificación del tipo **A-4** Suelo limoso **(limoso-arenoso)** con índice de grupo de 0. En base al sistema de clasificación de suelos de la **AASHTO**, estas muestras de material se caracterizan como Pobre a malo. Su capacidad de soporte acorde a la prueba es de **1.078 kg/cm2** con una humedad óptima del 15.30%

Conclusiones

- El subsuelo del sitio del proyecto está conformado por un tipo de materiales de contextura dura por su capacidad de absorción y deshidratación.
- En general, los suelos predominantes en todos los sondeos realizados, hasta la profundidad investigada, corresponden a materiales finos.
- Los materiales con predominio de finos (plásticos), encontrados en la exploración son considerados no adecuados para ser utilizados como material de cimentación de terraplenes o Cimentaciones de alta carga estructural en el caso estudiado el material es de componentes finos pero no plásticos por lo que se considera buen material.
- En todos los sondeos realizados no se detectó la presencia del nivel freático a las profundidades investigadas.
- El Valor Relativo Soporte obtenido en condición saturada al 95% de su máxima densidad compactado por el método Próctor Modificado es de 15%, el que lo califica como una Capa sub-grado en los suelos de tipo A-4 según AASHTO

RECOMENDACIONES GENERALES

Una de las alternativas que se presenta involucra mejoramiento de suelo como lo es el suelo cemento y mejoramiento de las condiciones del terreno de cimentación. Esto se hace con el fin de facilitar una evaluación económica y aplicar la alternativa menos costosa.

Recomendaciones para Construcción.

Consiste esta alternativa en el reemplazo del material existente y colocar las carpetas de estabilización luego de la mejora del material**.**

- El Valor Relativo Soporte obtenido en condición saturada al 95% de su máxima densidad compactado por el método Próctor Modificado es de 95.6 %, el que lo califica como una Capa **SUB-GRADO** de buena calidad.

- En el caso que se desee mantener el nivel actual de la rasante deberá retirarse todo el material existente hasta la profundidad del espesor recomendado solo en lugares donde estará la loza y reponerlo con **suelo cemento**, compactándolo en capas no mayores de 0.30 metros, al 95% de su densidad seca máxima, como mínimo.

- Antes de colocar los **espesores recomendados**, deberá instalarse un adecuado **sistema de drenaje superficial**, el cual permita la recolección y evacuación de las aguas superficiales, minimizando la infiltración.

- Consiste esta alternativa en el reemplazo del material existente y colocar los cimientos apoyados sobre material de cimentación mejorado**.**

- Se deberá mejorar las condiciones del material de cimentación mediante la eliminación del material existente (materiales blandos, no compactos e

indeseables) hasta la profundidad que el diseñador estructural considere necesario no mayor de los 3.00m de profundidad medido a partir de la superficie del terreno actual. Cabe señalar que esta medida será únicamente en el área de construcción, La excavación tendrá **0.20** metros mayor al ancho de la losa a los lados laterales como profundidad también siendo esta recomendación para zapatas y vigas a sísmicas.

- Se deberá colocar, a partir del fondo de la excavación una capa de **piedra bolón con piedra triturada** de no menos de **0.20** metros y sobre ella colocar la estructura a utilizar, se recomienda para una mayor capacidad de soporte agregar material combinado con cemento para mejorar la capacidad de soporte **(Suelo Cemento con una dosificación de 1:5 por cada bolsa de cemento agregar 5 carretillas de material de suelo).**

- La presión de carga admisible a usarse será de **1.73kg/cm2**, para diseño de zapatas y columnas tanto como losas de concreto.

- Para las vigas de fundación se recomienda mejorar 0.20 metros por debajo de la base de la viga usando piedra bolón o material selecto y utilizar una presión admisible de 1.071 kilogramos por centímetros cuadrados

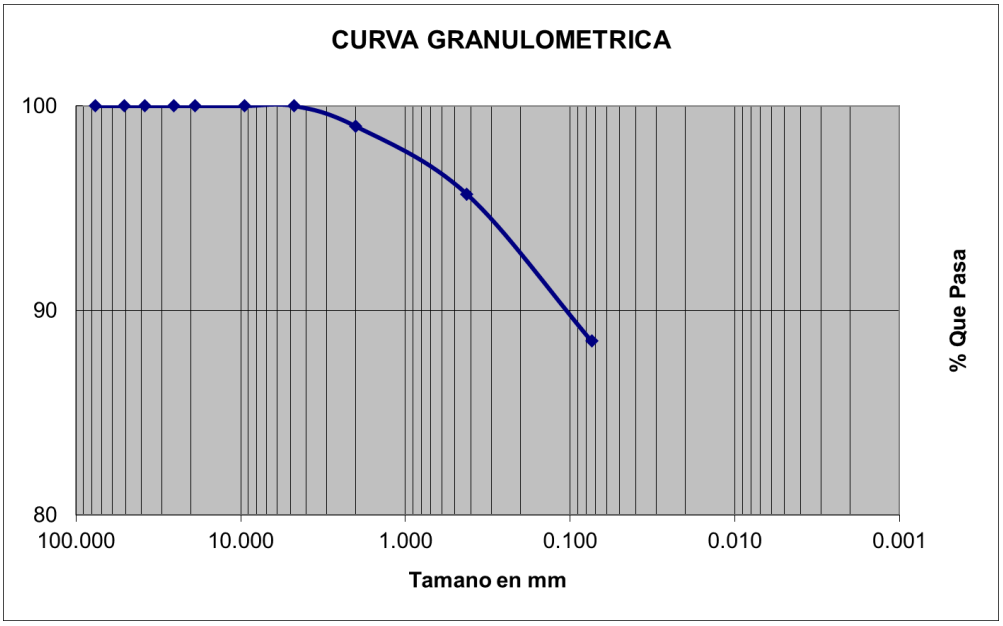
RECOMENDACIONES GENERALES.

- Se deberá llevar un estricto control de calidad del material que se utilizará como selecto, así como el **control de compactación de campo** al momento de su colocación.

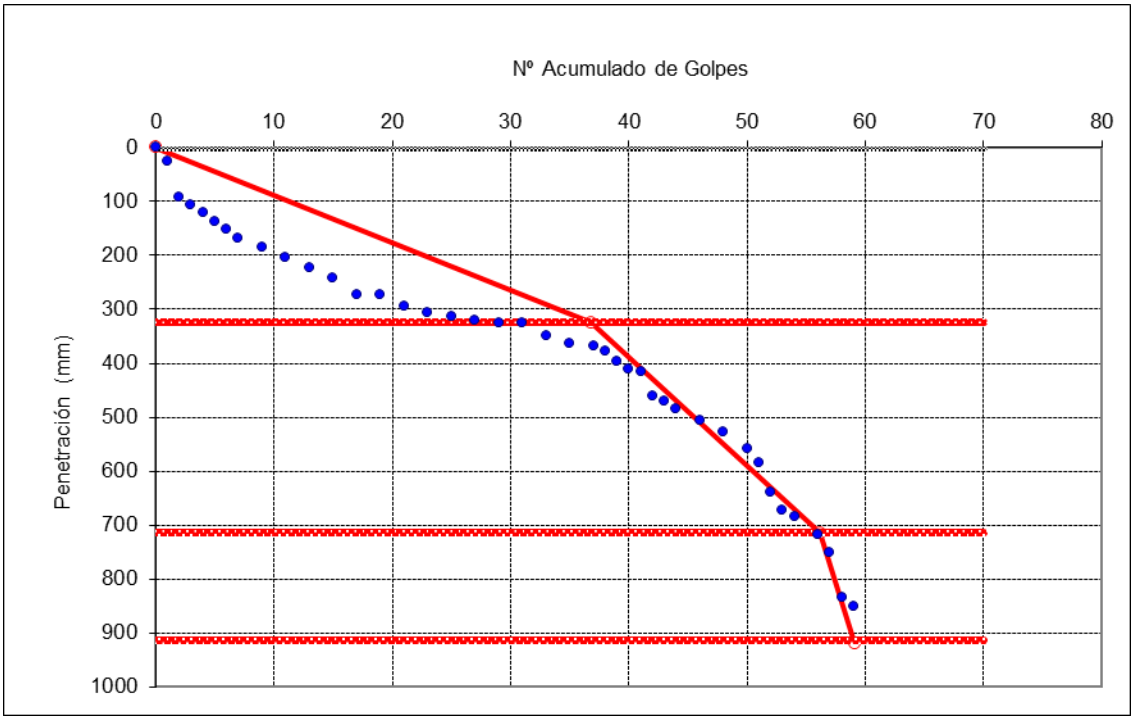
- Antes de conformar la base deberán eliminarse las partículas mayores de 1 pulgadas (sobre tamaño) para la base.

- El tipo de suelo encontrado y descrito en apéndices anteriores, puede ser usado como elemento receptor para tratamiento de Aguas, manteniendo siempre como base un buen tratamiento de este.

LABORATORIO DE MATERIALES Y SUELOS



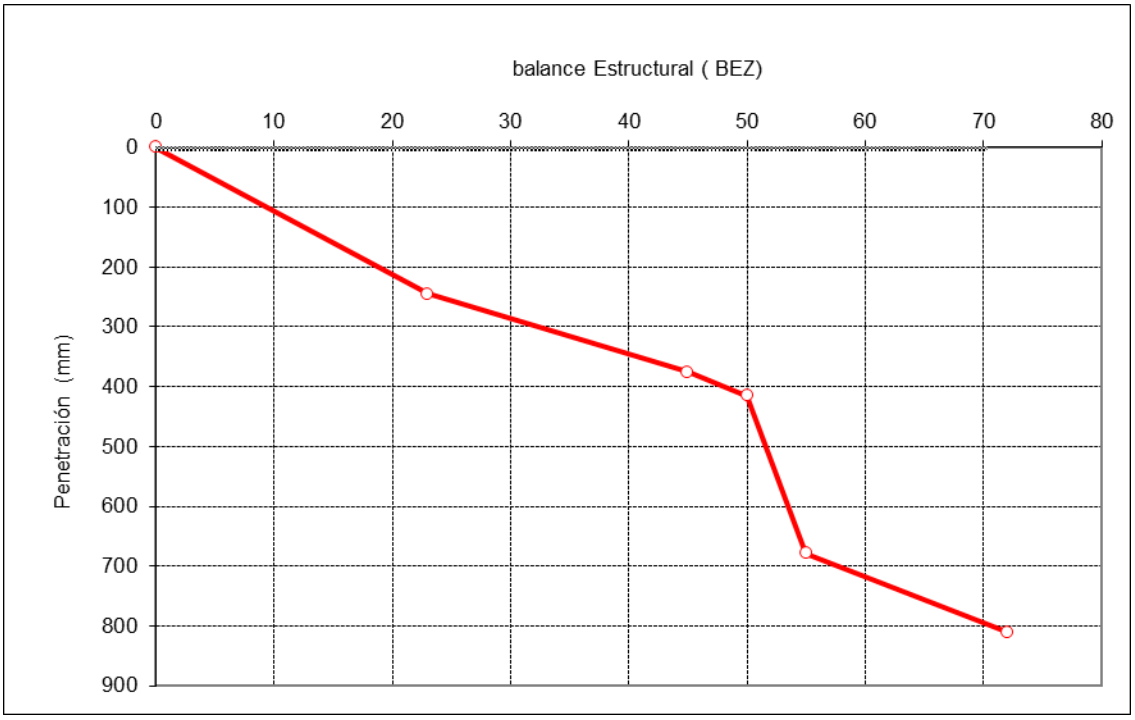
Resultados de Ensayes de Laboratorio.			
Granulometría (ASTM D-422)		% en peso que pasa	% en peso que pasa
Tamiz	mm.	SM-1 Muestra No.1	SM-1 ESTRATO #2
2”	100	100	100
1½”	100	100	100
1”	100	100	100
¾”	100	100	100
No.4	4.75	100	100
No.10	2.00	100	100
No.20	0.85	100	100
No.40	0.425	92.50	99.3
No.100	0.150	87.70	95.7
No.200	0.075	84.50	88.5
Límite Líquido (%)		72.80	33.10
Limite Plástico (%)		43.33	31.11
Clasificación ASTM D-3282		A-7-6	A-4
Clasificación ASTM D-2487		MH	LM
Peso Volumétrico Seco Suelto (kg/m^3)		1,432	1,432
Capacidad de Carga (CBR)		1.02	1.02
Humedad Óptima (%)		15.30	15.30
Factor de Abundamiento (%)		1.20	1.20



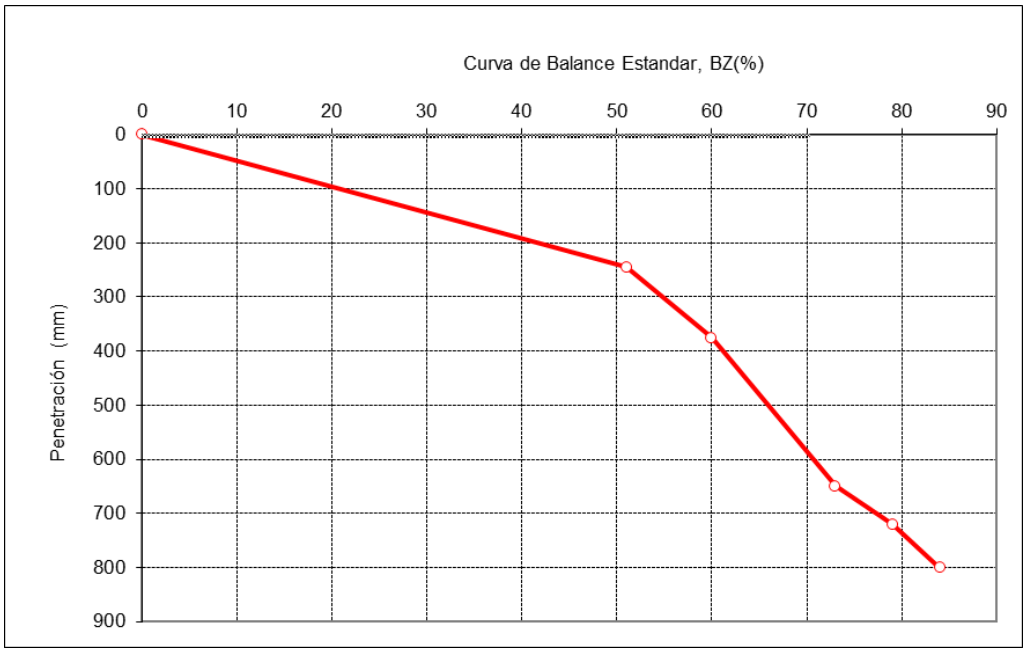
Relación Resistencia CBR Log_{10} (CBR) = 2.48 -1.057 Log_{10} (mm/ Golpe) línea roja

Capas	Inicio (mm)	Final (mm)	Espesor (mm)	Golpes (No.)	**Resistencia CBR (%)**
	0	0	0	0	
Capa Nº 1	0	325	325	37	**30**
Capa Nº 2	325	505	390	56	**13**
Capa Nº 3	505	900	204	59	**3**

Diagrama Estructural. Ultimo estrato de calicata.



Balance Estructural, BEZ. Ultimo estrato de calicata



Curva de Balance Estándar, Bz(%). Ultimo estrato de calicata.

Anexo C. Estudio Hidrológico

INTRODUCCIÓN

El presente estudio hidrológico fue elaborado para determinar las características hidrológicas de la cuenca del Rio Viejo en el sitio donde se construirá obras de descarga de aguas tratadas de aguas residuales provenientes de planta de tratamiento propuesta a diseñar para la ciudad de San Rafael del Norte, Jinotega.

El sitio donde descargaran las aguas tratadas de planta de tratamiento proyectada esta dato en las coordenadas UTM 597021.77 Este y 1461513.88 Norte.

Para este análisis se contó con la información de una estación hidrológica que contaban con escasos registros (San Rafael del Norte).

Se contó con la utilización de herramientas CAD y ARGUIS 10.2.1 para la determinación de los parámetros físicos y la elaboración de los diversos planos necesarios para exponer visualmente los resultados del presente estudio.

- Las fuentes de información del estudio son las siguientes:
- Mapa topográfico a escala 1:50,000 elaborado por INETER
- Curvas de nivel extraídas del plano 1:50,000
- Curvas IDF (intensidad Duración Frecuencia) elaboradas por INETER
- Visitas al terreno

LOCALIZACIÓN.

La cuenca del río Viejo de San Rafael del Norte, se localiza en la parte central del país, limitando al norte con las cuencas de los ríos Coco y Prinzapolka y al sur con las cuencas de los ríos Kurinwas y Escondido.

Figura Área de Estudio.



OBJETIVO

Conocer los caudales que aportará el Rio Viejo de San Rafael del Norte en su trayecto al punto donde descargara las aguas residuales del sistema de tratamiento propuesto.

HIDROLOGIA

El Municipio de San Rafael del Norte cuenta con su principal Rio el Rio Viejo que nace de la parte Norte – Oeste de la ciudad fronterizo a la Concordia además de sus otros ríos como lo son: San Gabriel, La Paz, Rio Pencal y Rio Janeirola

mayoría de los afluentes de estos ríos carecen de agua en época seca, siendo ríos estacionales.

Las características de los recursos hídricos permite conocer que la lluvia que cae en las micro-cuencas del rio Viejo, se escurre rápidamente y que la mayor parte del agua caída se pierde por escorrentía, causando procesos de erosión fuerte de los suelos y una baja infiltración que alimenta el manto acuífero y que también proporciona agua a las plantas.

Los Volúmenes de agua escurridos para las micro-cuencas del rio Viejo son 2,792,926 m³/año y 3484,674 m³/año respectivamente. Estas micro cuencas presentan una alta red hidrográfica que les permite evacuar grandes volúmenes de agua caída por lluvia, sin embargo la mayor cantidad de agua se pierde por escorrentía debido a mal manejo de los recursos como consecuencia muchos afluentes importantes de estos ríos solamente transportan agua en época de invierno.

Figura Cuenca del Rio Viejo

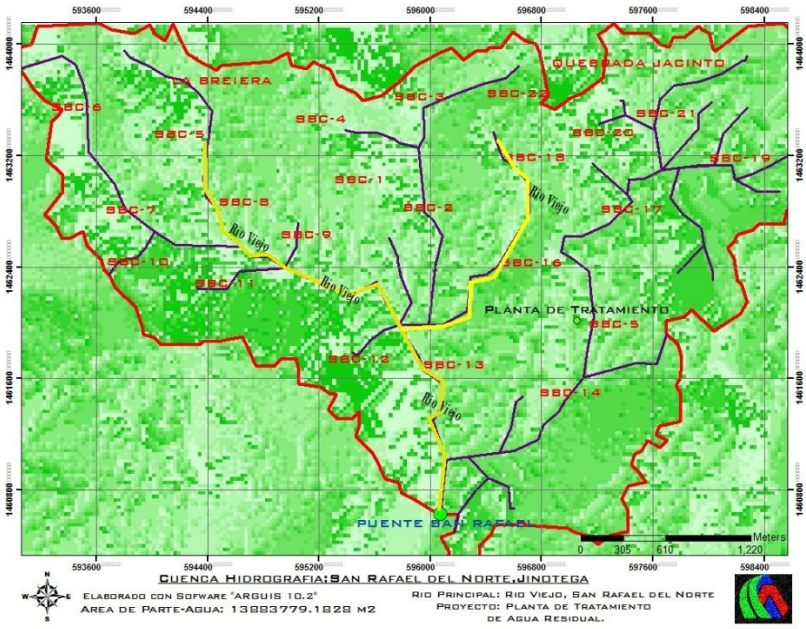
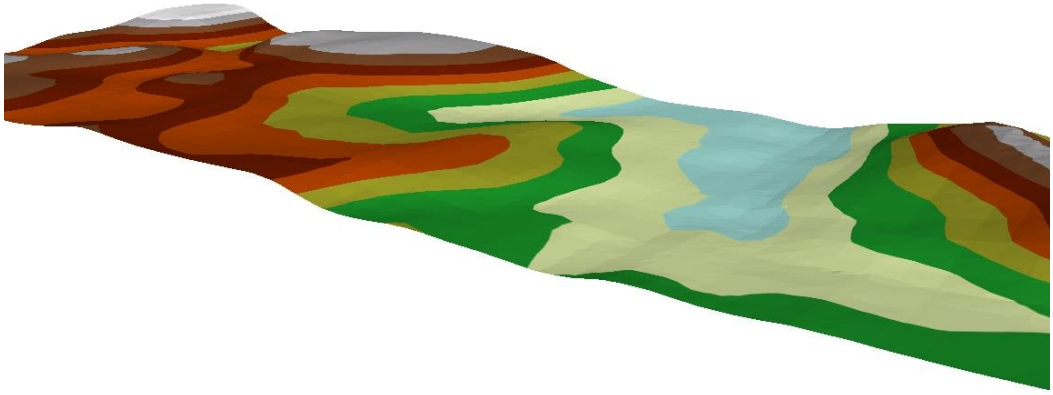


Figura Modelado Área de Planta de Tratamiento



LLUVIAS ANUALES 1981- 2015																	
SAN RAFAEL DEL NORTE																	
Norte 13º 13´00" - Oeste 86º07´00" Elevación 1078 msnm Tipo PV Codigo INETER 69021													TIPIFICADOS				
No	Año de Reg.	Meses del Año												Σ			
		Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.		Media	Desviacion	
1	1981	119.1	11.5	8.9	3.3	64.2	89.2	67.1	166.3	318.5	109	194.4	38	1189.5	1245.70	282.33264	-0.199
2	1982	78.7	17.9	29.7	15.9	69.9	264.8	107.1	149.6	92.9	105.9	139.1	70.5	1142	1245.70	282.33264	-0.367
3	1983	10.6	25.4	0.7	17.6	286.5	303.3	145	105.4	83.5	45.3	54.9	32.7	1110.9	1245.70	282.33264	-0.477
4	1984	47.9	19.2	29.4	7.4	114.7	128.7	242.5	134.1	145.3	200	52.6	47.3	1169.1	1245.70	282.33264	-0.271
5	1985	34.7	9.1	31	85.9	66	343.4	141.4	205.6	228.3	186.1	86.6	91.9	1510	1245.70	282.33264	0.936
6	1986	26.5	29.1	9.8	8.4	121.1	108.2	174	228.2	242.9	405.8	135.5	61.3	1550.8	1245.70	282.33264	1.081
7	1987	2	78.5	36.4	75	169.6	414.2	95.4	330	114.1	190.9	28.2	66.5	1600.8	1245.70	282.33264	1.258
8	1988	53	50.8	14.9	33.5	495.7	393.1	146.2	81	207.2	124.5	66.2	45.9	1712	1245.70	282.33264	1.652
9	1989	42.7	4.9	12.7	2.4	42.7	333.5	110.5	174.7	133.8	106.5	73.1	51.5	1089	1245.70	282.33264	-0.555
10	1990	71.1	29.6	25.3	2.3	26.4	121.3	168.4	250.1	266.1	131.3	23.5	103.2	1218.6	1245.70	282.33264	-0.096

LLUVIAS ANUALES 1981- 2015																	
SAN RAFAEL DEL NORTE																	
Norte 13º 13´00" - Oeste 86º07´00" Elevación 1078 msnm Tipo PV Codigo INETER 69021													TIPIFICADOS				
No	Año de Reg.	Meses del Año												Σ			
		Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.		Media	Desviacion	
11	1991	48.2	43.2	28.8	119.6	111.9	93.3	163.4	162	88.6	258.3	73.6	59	1249.9	1245.70	282.33264	0.015
12	1992	48.7	23.5	8.7	1.8	209.5	254.9	189.7	97.9	156.5	115.6	103.4	61.6	1271.8	1245.70	282.33264	0.092
13	1993	23.3	0	34.1	0	60.3	134	263.9	229.1	112.2	90.5	44.5	58.6	1050.5	1245.70	282.33264	-0.691
14	1994	82.5	41.2	21.4	53.6	169.6	258.9	197.8	388.1	354.3	315.2	92.9	97.1	2072.6	1245.70	282.33264	2.929
15	1995	81.1	86.3	6.7	3.4	116.2	206.3	258	156.5	-	-	-	-	914.5	1245.70	282.33264	-1.173
16	1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1245.70	282.33264	
17	1997	-	-	10.2	8.4	89.1	158.3	129.7	99.8	124.8	156.6	57.8	141.6	976.3	1245.70	282.33264	-0.954
18	1998	31	9.8	20.4	13	72.9	107.5	226.3	52	124.8	103.9	39.9	149.9	951.4	1245.70	282.33264	-1.042
19	1999	74.6	9.1	0	26.3	276.7	228.2	155.3	168.8	276.9	142	53.9	72.8	1484.6	1245.70	282.33264	0.846
20	2000	65.3	57.4	12.2	9.9	103.1	86.9	91.5	119.9	160	146.3	135.4	56.5	1044.4	1245.70	282.33264	-0.713
21	2001	15.6	23.1	31.5	61.5	48.1	289.4	98.8	208.7	147.2	216.8	43.8	42.6	1227.1	1245.70	282.33264	-0.066
22	2002	55.7	24.5	10	2.7	226.8	85.3	179	245.5	170.7	234.9	220.5	31.2	1486.8	1245.70	282.33264	0.854
23	2003	44.5	51.3	47.5	0	0	328.9	130.8	92.1	130	194.5	98.4	17.7	1135.7	1245.70	282.33264	-0.390
24	2004	19	0	22.6	5.1	106.4	144.6	154.3	187.4	279.3	568.8	116.7	71.4	1675.6	1245.70	282.33264	1.523
25	2005	46.7	68.4	9.6	20	111.7	135.5	164.7	171.2	507.1	197.9	52.5	30.4	1515.7	1245.70	282.33264	0.956
26	2006	75.9	48.1	0	0	118	89	114.8	83.4	250.6	188.8	45.5	56.5	1070.6	1245.70	282.33264	-0.620
27	2007	36.8	44.6	5.1	0	156.9	173.1	105.6	103.4	206.8	127.1	33	28.4	1020.8	1245.70	282.33264	-0.797
28	2008	40.9	28.1	20.3	13.9	149.2	326.5	144	102.6	131.8	96.3	81.6	72.9	1208.1	1245.70	282.33264	-0.133
29	2009	55.9	7.4	5.1	11.8	104	290.6	42.2	58.6	129.6	97.8	22.7	16.6	842.3	1245.70	282.33264	-1.429

LLUVIAS ANUALES 1981- 2015																	
SAN RAFAEL DEL NORTE																	
Norte 13º 13´00" - Oeste 86º07´00" Elevación 1078 msnm Tipo PV Codigo INETER 69021													TIPIFICADOS				
No	Año de Reg.	Meses del Año												Σ			
		Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.		Media	Desviacion	
30	2010	6	35.1	26.8	53	98.8	219.4	62.7	97.8	215.9	128	0	11.6	955.1	1245.70	282.33264	-1.029
31	2011	12.4	0	0	32.4	30.8	398.2	174.1	183.5	155.5	297.8	39.9	74.9	1399.5	1245.70	282.33264	0.545
32	2012	54.8	134.8	12.6	3.8	70.2	123.1	178.2	118.2	37.4	153.2	149.2	67	1102.5	1245.70	282.33264	-0.507
33	2013	10.7	27.3	58.3	0	81.7	78.5	135	87.9	145.8	140.8	94.5	53.5	914	1245.70	282.33264	-1.175
34	2014	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1245.70	282.33264	
35	2015	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1245.70	282.33264	
Σ		1415.9	1039.2	590.7	691.9	3968.7	6710.1	4757.4	5039.4	5738.4	5576.4	2453.8	1880.6	39862.5			
Xm		45.7	33.5	18.5	21.6	124.0	209.7	148.7	157.5	185.1	179.9	79.2	60.7	1245.7			
Maximos		119.1	134.8	58.3	119.6	495.7	414.2	263.9	388.1	507.1	568.8	220.5	149.9	2072.6			
Minimos		2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	78.5	42.2	52.0	37.4	45.3	0.0	11.6	842.3			

Tabla 1: LLUVIAS ANUALES.

FUENTE: Elaboración Propia.

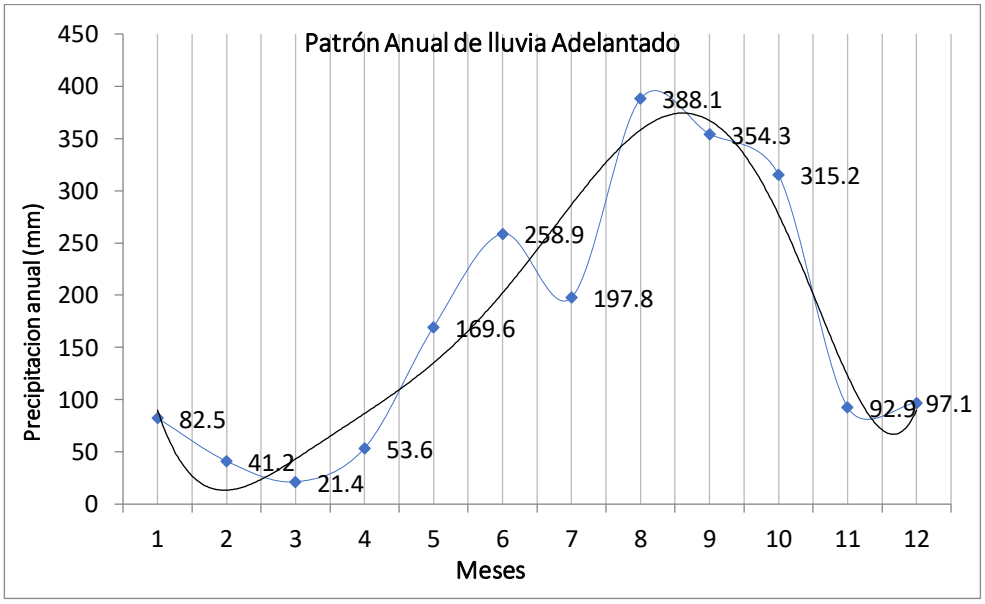


FIGURA 4: Patrón Anual.

FUENTE: Elaboración Propia.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UNA CUENCA.

Las características físicas de una cuenca son elementos que determinan su comportamiento hidrológico. La naturaleza de los procesos hidrológicos, son una función de las entradas de agua producto de las precipitaciones y de las características físicas, climáticas y de la cubierta vegetal.

ÁREA DE DRENAJE Y PERÍMETRO

La cuenca del rio grande se ha trazado sobre el plano geodésico, se trabajó a una escala 1:25000.De esta cuenca se han obtenido los datos físicos, como (área, perímetro, longitud, altura máximo y mínimo).
Para la delimitación del espacio y la obtención del área y perímetro se realizo mediante el uso del software Arguis 10.2.1.

Parámetros de la Cuenca

Parámetros	***Datos***			
Área	13883779.18	m	13.8838	km²
Perímetro	19158.21	m	19.1582	km²
Longitud del cauce	2795.38	m	2.7954	km²
Altura máxima	1380.00	msnm		
Altura mínima	1040.00	msnm		

FORMA DE LA CUENCA

Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad
Es la relación que existe entre el perímetro de la cuenca y el área de la cuenca.

$$\boldsymbol{Kc = \frac{P}{2(\pi \times A)^{0.5}} = 0.282 \frac{P}{A^{0.5}}}$$

Donde:

Kc: Coeficiente de Compacidad

P: el perímetro de la cuenca (Km)

A: el área de la cuenca (Km^2)

Valores del Coeficiente de compacidad y formas típicas	
1 - 1.25	Redonda
1.25 – 1.5	Ovalada
1.5 – 1.75	Oblonga
>1.75	Alargada

$Kc = \frac{9.1582km}{2(\pi \times 3.5465km^2)^{0.5}} = 1.37$ Forma ovala.

Relación de Circularidad (R_{ci}): Es la relación entre el área de la cuenca y el perímetro de la cuenca

$$\boldsymbol{R_{ci} = \frac{4\pi A}{P^2}}$$

Donde:

R_{ci}: Relación de circularidad

P: Perímetro de la cuenca (Km)

A: área de la cuenca (Km^2)

$$R_{ci} = \frac{4 * \pi * 3.5464km^2}{9.1582km^2} = 0.53$$

Relación de elongación (R_e): Es relación entre el diámetro (D) de un círculo que tenga la misma superficie de la cuenca y la longitud máxima (L_m) de la cuenca medida en línea recta.

$$R_e = \frac{D}{L_m} \quad \text{Ó} \quad R_e = 1.128\frac{\sqrt{A}}{L_m}$$

Donde:

R_e: Relación de circularidad

L_m: Longitud máxima (Km)

A: área de la cuenca (Km^2)

Valores elongación	formas típicas
Mayores	Relieve plana
0.6<0.8	Relieve pronunciado
<0.6	Relieve escarpado o muy escarpado

$R_e = 1.128\frac{\sqrt{3.5464km^2}}{2.7954} = 0.76$ Relieve pronunciado

CARACTERÍSTICA DEL RELIEVE

Pendiente de la cuenca

Sm	**=**	**0.06**

Relaciones Área-Elevación

Es una representación grafica del área, perímetro y la pendiente de la cuenca se realiza mediante diferentes instrumentos. Histograma de frecuencias Altimétricas y la Curva Hipsométrica.

HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS ALTIMÉTRICAS

Es una representación gráfica que indica el porcentaje de área comprendida entre dos alturas.

Valores determinados de área -elevación						
Subcuenca del rio las quebradas						
1	2	3	4	5	6	7
Curva de nivel	m²	km²	Area acomulada	Area /altitudes	% Area total	% total/altitud
1040	38184.766	0.0382	3.5465	13.8838	25.54	100.00
1060	70139.400	0.0701	3.5083	13.8136	25.27	99.49
1080	273870.690	0.2739	3.4382	13.5398	24.76	97.52
1100	105600.000	0.1056	3.1643	13.4342	22.79	96.76
1120	187936.848	0.1798	3.0587	13.2544	22.03	95.47
1140	179773.185	0.1648	2.8789	13.0896	20.74	94.28
1160	164828.420	0.3133	2.7141	12.7763	19.55	92.02
1180	313301.380	0.2752	2.4008	12.5011	17.29	90.04
1200	275199.700	0.1800	2.1256	12.3211	15.31	88.74
1220	179972.980	0.1732	1.9456	12.1479	14.01	87.50
1240	173157.990	0.1886	1.7725	11.9593	12.77	86.14
1260	188639.390	0.1886	1.5838	11.7707	11.41	84.78
1280	234660.830	0.2347	1.3952	11.5360	10.05	83.09
1300	267716.420	0.2677	1.1605	11.2683	8.36	81.16
1320	645182.540	0.6452	0.8928	10.6231	6.43	76.51
1340	51915.670	0.0519	0.2476	10.5712	1.78	76.14
1360	196428.772	0.1957	0.1957	10.3755	1.41	74.73
1380	3546508.98	0.0000	0.0000	10.3755	0.00	74.73

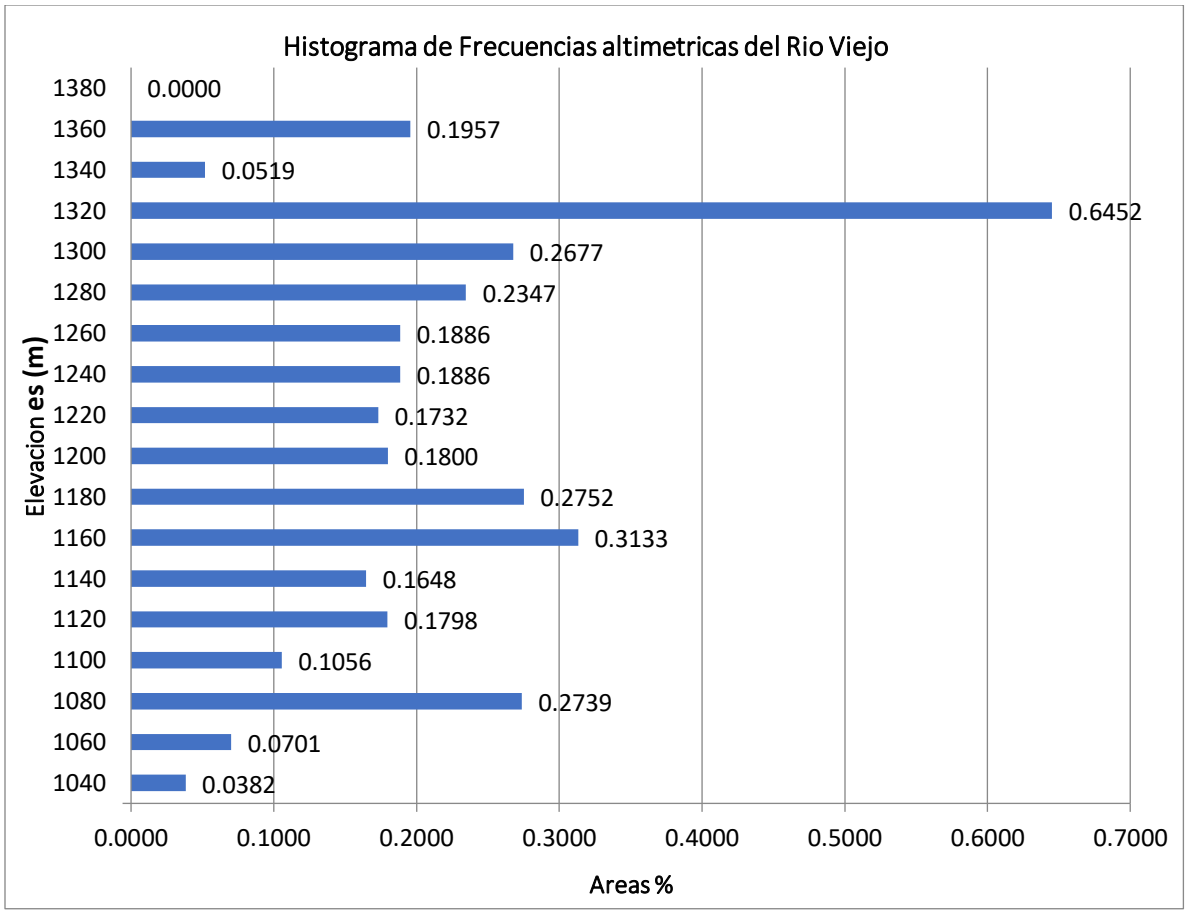


FIGURA: Histograma de frecuencia.

FUENTE: Elaboración Propia.

En el histograma se identifica el rango de elevación que contiene la mediana, que será el valor máximo de frecuencia (0.64 % del área entre 1340 y 1320 m)

1. CURVA HIPSOMÉTRICA

En esta representación se gráfica el relieve de la cuenca, de las elevaciones y su área en km^2, comprendidas entre curvas de nivel de la superficie total.

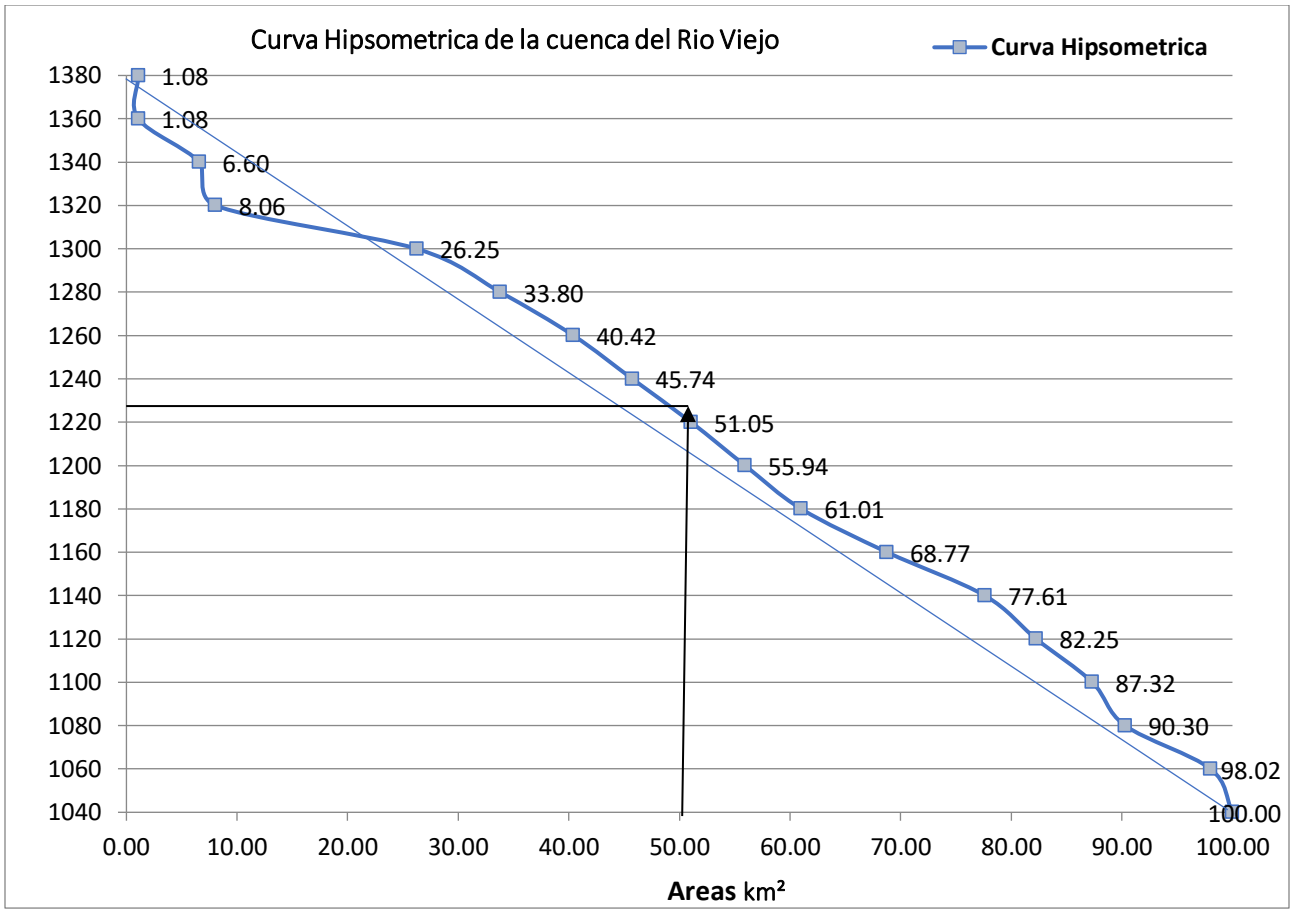


FIGURA: Curva Hipsométrica de la cuenca.

FUENTE: Elaboración Propia.

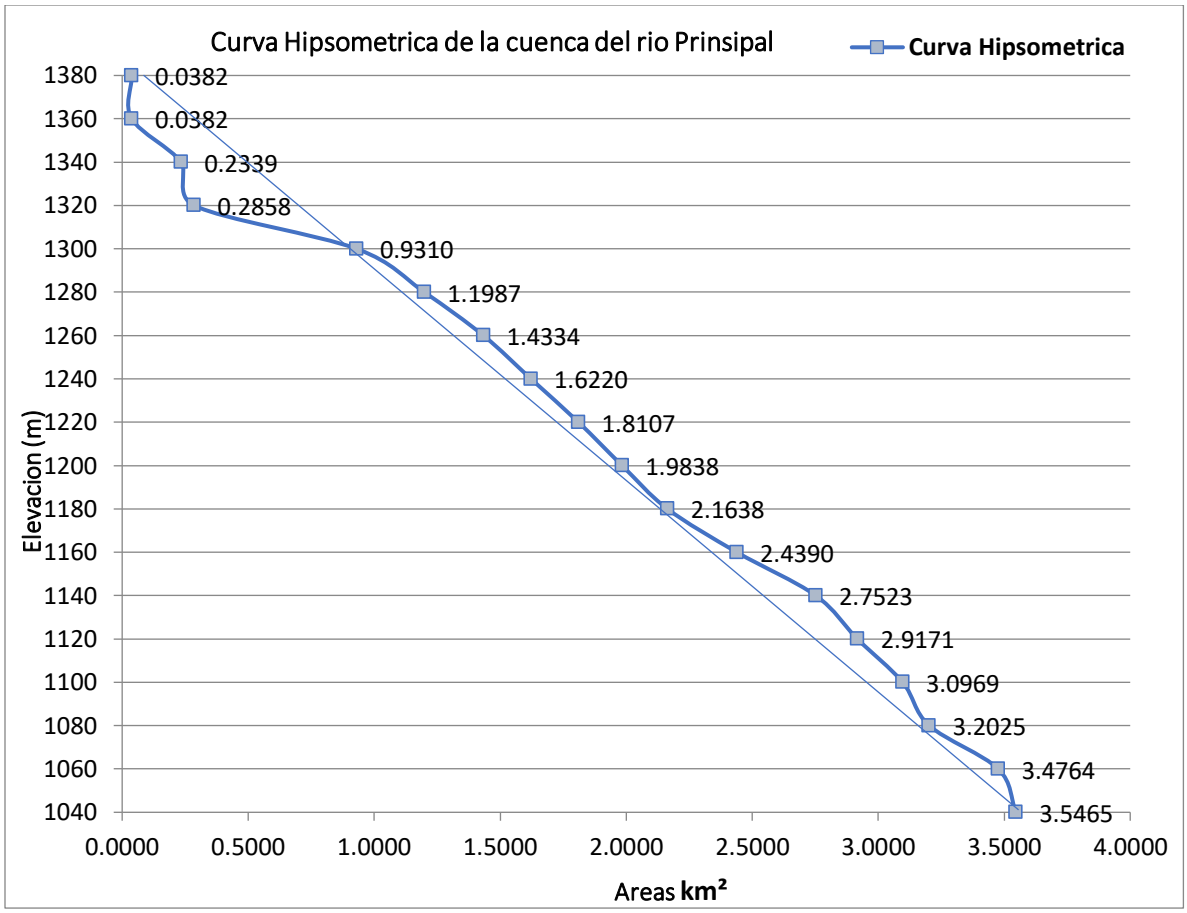


FIGURA: Curva Hipsométrica de la cuenca.

FUENTE: Elaboración Propia.

ALTURAS CARACTERÍSTICAS.

A partir de la curva hipsométrica se pueden definir las alturas que caracterizan al territorio hidrológico.

La elevación media (H_m).

La elevación media tiene importancia principalmente en zonas montañosas, en el grafico se obtuvo una media aproximada de 1225 m.

La elevación media Ponderada (H_{mp}).

Consiste en estima el peso específico del área entre curvas de nivel contiguas.

Para la elevación media ponderada se aplica la fórmula:

$$H = \frac{\sum_i^n (c_i \times a_i)}{A}$$

Donde:

H elevación media de la cuenca (m).

c_i =cota media del área i, delimitada por 2 curvas de nivel

$a_{i=}$ área i entre curvas de nivel (Km^2).

A =área total de la cuenca (Km^2).

Elevación media Ponderada de la cuenca del Rio Viejo		
Elevaciones (m)	**Área (Km^2)**	**H**
1040-1060	0.038	11.305
1060-1080	0.070	21.161
1080-1100	0.274	84.173
1100-1120	0.106	33.051
1120-1140	0.180	57.280
1140-1160	0.165	53.448
1160-1180	0.313	103.359
1180-1200	0.275	92.341
1200-1220	0.180	61.403
1220-1240	0.173	60.055
1240-1260	0.189	66.488
1260-1280	0.189	67.552
1280-1300	0.235	85.355
1300-1320	0.268	98.888
1320-1340	0.645	241.954
1340-1360	0.052	19.762
1360-1380	0.196	75.608
	3.5465	1233.18

Aplicando al ecuación a la cuenca del Río Principal resulta una elevación media ponderada de 1233.18 m muy cercana a la elevación media por método grafico de la curva Hipsométrica.
1233.18m >1225m

La elevación mediana.
Corresponde al 50 % en el eje de las abscisas de la curva hipsométrica expresada como porcentaje de aparición.

1. **Pendiente Del Cauce Principal**.

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

Donde
H_{max} : elevación máxima del cauce (m)
H_{min} : elevación del exutorio (m)
L : longitud del cauce (m)

$S_m = \frac{1380m - 1140m}{2795.38m} = 0.12 * 100 = 12\%$

Rectángulo equivalente.
El rectángulo equivalente de una cuenca es un rectángulo que tiene igual superficie, perímetro, Coeficiente de compacidad y distribución hipsométrica que la cuenca en cuestión

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16A}}{4} \qquad l = \frac{A}{L}$$

Donde:
L- Lado mayor (Km).

l - Lado menor (Km).

A - Superficie total de la cuenca (Km²)

P - Perímetro de la cuenca (Km)

$$\boldsymbol{L = \frac{9.1582km + \sqrt{9.1582km^2 - 16 * 3.5465km}}{4} = 3.59km}$$

$$\boldsymbol{l = \frac{3.5465km}{3.59km} = 0.99km}$$

Características de la Red de Drenaje.

La red de drenaje o de avenamiento de un territorio es el drenaje natural, permanente o temporal, por el que fluyen las aguas superficiales que salen del área drenada. Es una característica importante de la cuenca dado su rol principal en la magnitud de los escurrimientos y la forma en que estos se presentan.

La red se compone de una corriente principal y una serie de afluentes o tributarios. Las características más importantes para caracterizar la red de drenaje son:

Clase de corrientes, Efímeras, intermitentes, y permanentes

Orden de corrientes, Determina el orden de cuenca

Longitud de los tributarios

Densidad de corrientes

Densidad de drenaje

Orden de cuenca

Longitud de ríos					**Cantidad**
Orden 1	9408.15	mts	9.408	km	18
Orden 2	4391.18	mts	4.391	km	3
Orden 3	819.20	mts	0.819	km	1
Áreas de sub-cuenca					
Orden 1	2091332.44	m²	2.091	km²	
Orden 2	1202337.40	m²	1.202	km²	
Orden 3	252836.22	m²	0.253	km²	

Relación de bifurcación (Ley de Horton).

Es la relación entre el número Nu de cauces de orden u y el número Nu+1 de cauces de orden u+1.

$$\boldsymbol{R_B = \frac{R_i}{N_{i+1}}}$$

Donde:

Ni: número de cauces de orden *i.*

Relación de bifurcación		
Orden 1	R_{B1}	*6*
Orden 2	R_{B2}	*3*
Orden 3	R_{B3}	*1*

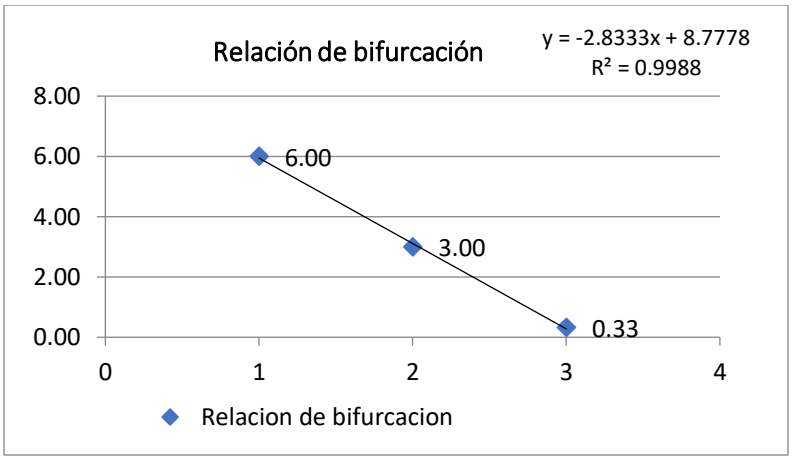


FIGURA: Relación de bifurcación.

FUENTE: Elaboración Propia.

2 Relación de Longitud.

Es la relación entre las longitudes promedio de cauces de órdenes sucesivos.

$$R_L = \frac{L_{i+1}}{L_i}$$

Donde

Li: Longitud promedio de los cauces de orden *i (m).*

Relación de Longitud		
Orden 1	R_{L1}	*2.14*
Orden 2	R_{L2}	*5.36*
Orden 3	R_{L3}	*0.19*

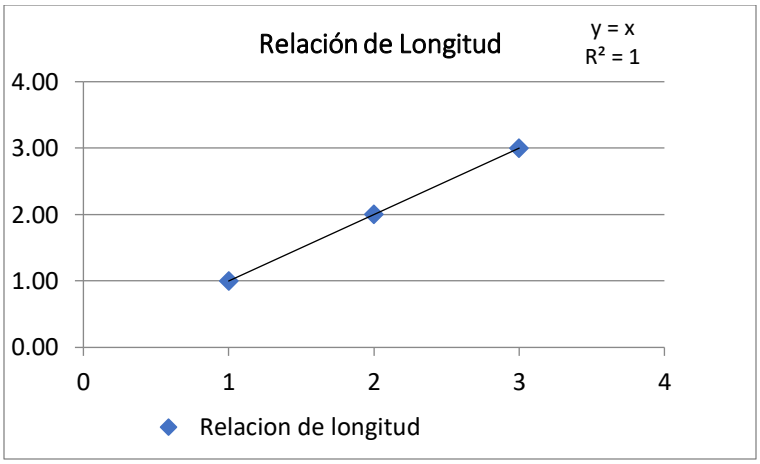


FIGURA: Relación de Longitud.

FUENTE: Elaboración Propia.

3 Relación de Áreas.

Es la relación entre el área que drenan a cauces de órdenes sucesivos.

$$R_A = \frac{A_{i+1}}{A_i}$$

Donde

Ai: área promedio que drena a los cauces de orden i (km²).

Relación de Áreas		
Orden 1	R_{A1}	*1.74*
Orden 2	R_{A2}	*4.76*
Orden 3	R_{A3}	*0.21*

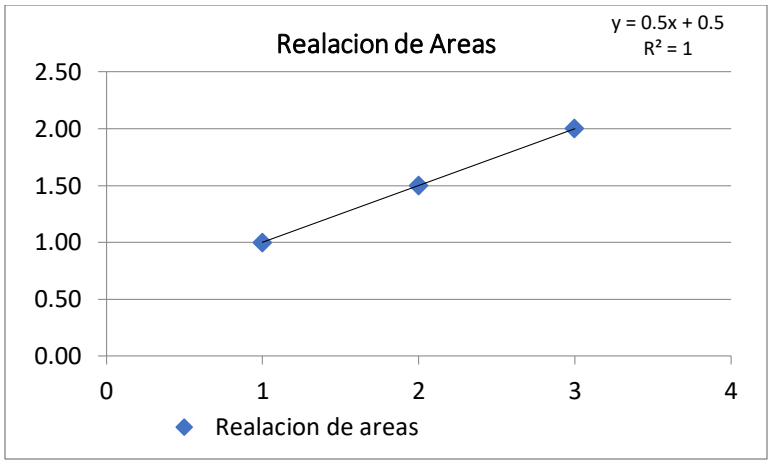


FIGURA: Relación de Áreas.

FUENTE: Elaboración Propia.

4 Densidad de drenaje.

Es la relación entre longitud de cauces de orden u y el área de la cuenca.

$$\boldsymbol{Dd = \frac{\sum L_i}{A}}$$

Donde:

Li: es la longitud de todos los cauces (km).

A: área de la cuenca de orden u (Km^2).

$$Dd = \frac{14.6185km}{3.5465km^2} = 4.12km$$

Frecuencia de Cauces o Intensidad de drenaje.

$$F = \frac{\sum_{u=1}^{n} Nu}{A_c}$$

Donde:

Nu: es la sumatoria de todos los cauces de orden u.

A: área de la cuenca de orden u (Km^2).

$$F = \frac{21}{3.5465km^2} = 6.20$$

5 Longitud promedio de flujo superficial.

Es la relación del área y longitud de todos los cauces de la cuenca.

$$\boldsymbol{Dd = \frac{A}{4\sum L_i} = \frac{1}{4D}}$$

Donde:

A: área de la cuenca (Km^2).

Li: Longitud total de todo los causes (km).

$$Dd = \frac{3.5465 km^2}{4 * 14.6185} = 0.06$$

Sinuosidad del Cauce principal.

Es la relación que existe entre la longitud del cauce principal y la longitud del Cauce principal.

$$\boldsymbol{Si = \frac{L_c}{L_t}}$$

Donde:

Lc: Longitud principal (m).

Lt: Longitud principal medico en línea recta (m)

$$Si = \frac{2140m}{1881.6m} = 1.13$$

Cantidad de área que drena a cada rio

$$\boldsymbol{Q_I = \frac{R_B{}^{\Omega-1}}{R_A{}^{\Omega-1}}}$$

Donde:

R_B=Relación de bifurcación.

R_A= Relación de área.

Q_I			U/M
Orden 1	Q_1	*1.74*	m³/s
Orden 2	Q_2	*4.76*	m³/s
Orden 3	Q_3	*0.21*	m³/s

Tiempo de retraso.

$$\boldsymbol{T_r = 0.44 \frac{L_\Omega}{U_{PK}} (\frac{R_B}{R_A})^{0.55} (\frac{1}{R_L})^{0.38}}$$

Donde:

L_Ω=Longitud de los cause de la cuenca (m).

R_B=Relación de bifurcación.

R_A= Relación de área.

R_L= Relación de Longitud.

U_{PK}=Velocidad.

I. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- El caudal máximo calculado para el punto donde descargan las aguas residuales tratadas de la ciudad de San Rafael del Norte es de 49.99 m^3/s.

- El caudal máximo calculado para el punto donde se descargara las aguas residuales tratadas de la ciudad de San Rafael del Norte es de 54.99 m^3/s.

- Considerar el caudal máximo calculado en el diseño de las obras civiles en la descarga de aguas tratadas de la ciudad de San Rafael del Norte, durante el proceso de diseño y construcción de las obras propuestas.

Anexo D. Cálculo de Red de Alcantarillado Sanitario
Estimación del caudal de diseño.

Diseño de Redes de Alcantarillado Sanitario

Datos:		
Población actual	1530	Fuente propia
Numero de predios baldíos	56	Fuente propia
Numero de predios con vivienda	272	Fuente propia
Indice de hacinamiento =	5.63	
Población Futura	1845	Aplicando método de saturación
Periodo de diseño (años)	20	

Área (Ha) =	5.28	m2
Material de tubería =	PVC	
n =	0.009	

Calculo de población :		
Población actual (hab)=	1530	
Población futura (hab)=	1845	
Dotación (lppd) =	100	*NTON*

Calculo de caudales:					
Caudal medio	1.71	lps	Consumo comercial	0.00	
Caudal mínimo	0.34	lps	Consumo institucional	0.00	
Factor de Harmon calculado	3.61		Consumo industrial	0.00	
Factor de Harmon seleccionado	3				
Caudal máximo	5.125	lps	Caudal comercial	0.00	lps
Caudal de infiltración	0.31		Caudal institucional	0.00	lps
Caudal de diseño	5.43	lps	Caudal industrial	0.000	lps
				0.000	

Calculo de caudales.

Distribución de Caudales.

Tramo	PVS		Longitud (m)	Población (Hab)	Qm (lps)	Qmáx (lps)	Qinf (lps)	Qesp (lps)	Qd (lps)		
	De	A							Tramo	Acumulado	Ajustado
1	1	2	92.81	56	0.05	0.16	0.01	0.00000	0.17	0.17	1.50
2	2	3	52.09	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.17	1.50
3	5	3	95.87	56	0.05	0.16	0.01	0.00000	0.17	0.17	1.50
4	3	4	35.48	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.33	1.50
5	6	7	38.1	11	0.01	0.03	0.00	0.00000	0.03	0.03	1.50
6	7	4	96.39	107	0.10	0.30	0.02	0.00000	0.31	0.35	1.50
7	4	8	36.58	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.68	1.50
8	8	9	50.54	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	1.19	1.50
9	9	10	63.72	34	0.03	0.09	0.01	0.00000	0.10	0.10	1.50
10	10	11	63.72	17	0.02	0.05	0.00	0.00000	0.05	0.15	1.50
11	9	12	57.54	23	0.02	0.06	0.00	0.00000	0.07	1.26	1.50
12	12	13	46.46	23	0.02	0.06	0.00	0.00000	0.07	1.32	1.50
13	13	14	81.54	62	0.06	0.17	0.01	0.00000	0.18	**0.182**	1.50
14	12	15	55.11	56	0.05	0.16	0.01	0.00000	0.17	0.17	1.50
15	15	16	55.11	51	0.05	0.14	0.01	0.00000	0.15	0.31	1.50
16	11	16	60.03	34	0.03	0.09	0.01	0.00000	0.10	0.25	1.50
17	16	17	58.46	17	0.02	0.05	0.00	0.00000	0.05	0.61	1.50
18	13	18	47.7	23	0.02	0.06	0.00	0.00000	0.07	1.39	1.50
19	18	17	44.71	45	0.04	0.13	0.01	0.00000	0.13	1.52	1.52
20	18	19	94.12	68	0.06	0.19	0.01	0.00000	0.20	0.20	1.50
21	14	19	46.57	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.182	1.50
22	19	20	16.6	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.381	1.50
23	21	22	72.61	73	0.07	0.20	0.01	0.00000	0.22	0.22	1.50
24	22	8	84.34	45	0.04	0.13	0.01	0.00000	0.13	0.51	1.50
25	23	22	63.39	56	0.05	0.16	0.01	0.00000	0.17	0.17	1.50
26	17	24	43.4	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	2.14	2.14
27	20	25	73.19	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.381	1.50
28	24	25	79.95	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	2.14	2.14
29	25	26	81.8	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	2.52	2.52
30	27	28	92.9	96	0.09	0.27	0.02	0.00000	0.28	0.28	1.50
31	28	29	87.89	84	0.08	0.23	0.01	0.00000	0.25	0.53	1.50
32	29	30	7.9	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.53	1.50
33	31	30	43.21	6	0.01	0.02	0.00	0.00000	0.02	0.02	1.50
34	30	32	37.46	17	0.02	0.05	0.00	0.00000	0.05	0.60	1.50

Tramo	PVS		Longitud (m)	Población (Hab)	Qm (lps)	Qmáx (lps)	Qinf (lps)	Qesp (lps)	Qd (lps)		
	De	A							Tramo	Acumulado	Ajustado
35	32	33	43.53	34	0.03	0.09	0.01	0.00000	0.10	0.70	1.50
36	31	34	94.68	107	0.10	0.30	0.02	0.00000	0.31	0.31	1.50
37	36	34	16.85	11	0.01	0.03	0.00	0.00000	0.03	0.03	1.50
38	34	35	41.78	34	0.03	0.09	0.01	0.00000	0.10	0.45	1.50
39	45	42	83.11	84	0.08	0.23	0.01	0.00000	0.25	0.25	1.50
40	43	42	10.97	6	0.01	0.02	0.00	0.00000	0.02	0.02	1.50
41	44	41	77.77	23	0.02	0.06	0.00	0.00000	0.07	0.07	1.50
42	42	41	49.07	39	0.04	0.11	0.01	0.00000	0.12	0.38	1.50
43	41	39	46.1	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.45	1.50
44	40	39	59.52	68	0.06	0.19	0.01	0.00000	0.20	0.20	1.50
45	39	37	44.25	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.65	1.50
46	38	37	59.38	68	0.06	0.19	0.01	0.00000	0.20	0.20	1.50
47	37	35	43.38	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.84	1.50
48	35	33	8.83	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	1.29	1.50
49	47	46	95.21	107	0.10	0.30	0.02	0.00000	0.31	0.31	1.50
50	32	46	89.91	107	0.10	0.30	0.02	0.00000	0.31	0.31	1.50
51	46	48	44.95	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	0.63	1.50
52	49	48	98.89	51	0.05	0.14	0.01	0.00000	0.15	0.15	1.50
53	33	48	93	51	0.05	0.14	0.01	0.00000	0.15	2.14	2.14
54	48	50	62.75	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	2.91	2.91
55	50	51	55.99	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	2.91	2.91
56	51	52	98.58	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	2.91	2.91
57	52	53	99	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	2.91	2.91
58	53	26	92.43	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	2.91	2.91
59	26	54	94.91	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	5.43	5.43
60	54	PTAR	46.01	0	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	**5.43**	5.43
∑	**0**	**0**	**3708.14**	**1845**	**1.71**	**5.13**	**0.31**	**0.000**	5.43		

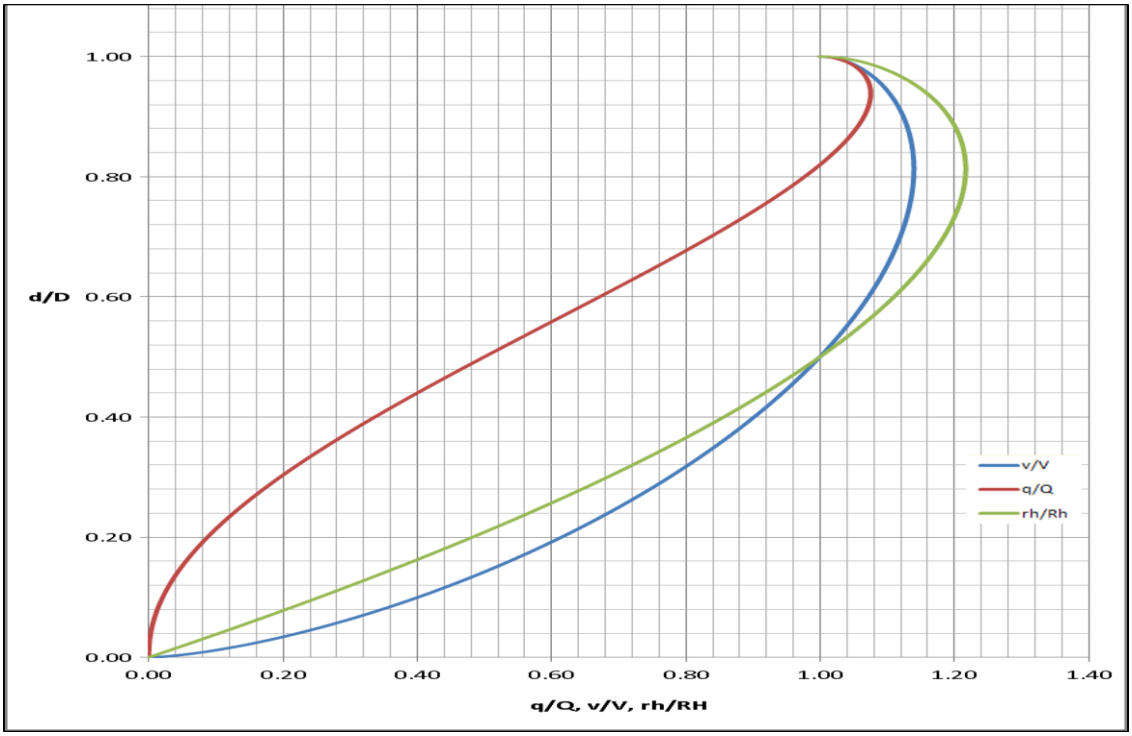
Hidráulicas de las alcantarillas.

Cálculos Hidráulicos.

Tramo	PVS		Longitud (m)	Diámetro		RhLL	ALL	VLL	QLL	Qd/QL Ajustado	Vd/VLL	Vd	d/D	d	rh/RHLL	rh	τ
	De	A		(in)	(metros)	(m)	(m^2)	(m/s)	lps			(m/s)		(m)		(m)	(Pa)
1	1	2	92.81	6	0.15	0.04	0.02	3.87	68.41	0.0219	0.401	1.55	0.1	0.015	0.254	0.010	9.04
2	2	3	52.09	6	0.15	0.04	0.02	2.30	40.68	0.0369	0.468	1.08	0.128	0.019	0.321	0.012	4.04
3	5	3	95.87	6	0.15	0.04	0.02	3.69	65.18	0.0230	0.406	1.50	0.102	0.015	0.259	0.010	8.37
4	3	4	35.48	6	0.15	0.04	0.02	3.26	57.57	0.0261	0.426	1.39	0.11	0.017	0.278	0.010	7.01
5	6	7	38.1	6	0.15	0.04	0.02	4.00	70.67	0.0212	0.396	1.58	0.098	0.015	0.249	0.009	9.45
6	7	4	96.39	6	0.15	0.04	0.02	3.52	62.26	0.0241	0.411	1.45	0.104	0.016	0.264	0.010	7.78
7	4	8	36.58	6	0.15	0.04	0.02	3.53	62.38	0.0240	0.411	1.45	0.104	0.016	0.264	0.010	7.81
8	8	9	50.54	6	0.15	0.04	0.02	3.28	57.99	0.0259	0.421	1.38	0.108	0.016	0.273	0.010	6.98
9	9	10	63.72	6	0.15	0.04	0.02	3.19	56.43	0.0266	0.426	1.36	0.11	0.017	0.278	0.010	6.73
10	10	11	63.72	6	0.15	0.04	0.02	3.59	63.53	0.0236	0.411	1.48	0.104	0.016	0.264	0.010	8.10
11	9	12	57.54	6	0.15	0.04	0.02	2.25	39.78	0.0377	0.473	1.06	0.13	0.020	0.325	0.012	3.91
12	12	13	46.46	6	0.15	0.04	0.02	0.97	17.18	0.0873	0.608	0.59	0.196	0.029	0.474	0.018	1.06
13	13	14	81.54	6	0.15	0.04	0.02	2.32	41.04	0.0366	0.468	1.09	0.128	0.019	0.321	0.012	4.11
14	12	15	55.11	6	0.15	0.04	0.02	4.20	74.27	0.0202	0.391	1.64	0.096	0.014	0.244	0.009	10.23
15	15	16	55.11	6	0.15	0.04	0.02	3.92	69.32	0.0216	0.401	1.57	0.01	0.002	0.254	0.010	9.28
16	11	16	60.03	6	0.15	0.04	0.02	3.27	57.70	0.0260	0.421	1.37	0.108	0.016	0.273	0.010	6.91
17	16	17	58.46	6	0.15	0.04	0.02	1.56	27.65	0.0542	0.529	0.83	0.156	0.023	0.385	0.014	2.24
18	13	18	47.7	6	0.15	0.04	0.02	4.59	81.04	0.0185	0.38	1.74	0.092	0.014	0.235	0.009	11.73
19	18	17	44.71	6	0.15	0.04	0.02	4.53	80.07	0.0190	0.386	1.75	0.094	0.014	0.24	0.009	11.70
20	18	19	94.12	6	0.15	0.04	0.02	2.39	42.26	0.0355	0.464	1.11	0.126	0.019	0.316	0.012	4.29
21	14	19	46.57	6	0.15	0.04	0.02	4.86	85.96	0.0174	0.375	1.82	0.09	0.014	0.23	0.009	12.92
22	19	20	16.6	6	0.15	0.04	0.02	3.80	67.23	0.0223	0.406	1.54	0.102	0.015	0.259	0.010	8.90
23	21	22	72.61	6	0.15	0.04	0.02	3.91	69.15	0.0217	0.401	1.57	0.01	0.002	0.254	0.010	9.23
24	22	8	84.34	6	0.15	0.04	0.02	0.97	17.18	0.0873	0.608	0.59	0.196	0.029	0.474	0.018	1.06
25	23	22	63.39	6	0.15	0.04	0.02	0.96	17.04	0.0880	0.608	0.59	0.196	0.029	0.474	0.018	1.05
26	17	24	43.4	6	0.15	0.04	0.02	5.98	105.71	0.0202	0.391	2.34	0.096	0.014	0.244	0.009	20.73
27	20	25	73.19	6	0.15	0.04	0.02	5.65	99.79	0.0150	0.359	2.03	0.084	0.013	0.215	0.008	16.28
28	24	25	79.95	6	0.15	0.04	0.02	2.83	50.07	0.0427	0.491	1.39	0.138	0.021	0.344	0.013	6.56
29	25	26	81.8	6	0.15	0.04	0.02	5.12	90.46	0.0278	0.431	2.21	0.112	0.017	0.283	0.011	17.60
30	27	28	92.9	6	0.15	0.04	0.02	1.10	19.43	0.0772	0.585	0.64	0.184	0.028	0.448	0.017	1.29
31	28	29	87.89	6	0.15	0.04	0.02	0.97	17.18	0.0873	0.608	0.59	0.196	0.029	0.474	0.018	1.06
32	29	30	7.9	6	0.15	0.04	0.02	5.35	94.59	0.0159	0.364	1.95	0.086	0.013	0.22	0.008	14.96
33	31	30	43.21	6	0.15	0.04	0.02	0.99	17.46	0.0859	0.604	0.60	0.194	0.029	0.469	0.018	1.09

Tramo	PVS		Longitud (m)	Diámetro		RhLL	ALL	VLL	QLL	Qd/QL Ajustado	Vd/VLL	Vd	d/D	d	rh/RHLL	rh	τ
	De	A		(in)	(metros)	(m)	(m^2)	(m/s)	lps			(m/s)		(m)		(m)	(Pa)
34	30	32	37.46	6	0.15	0.04	0.02	4.48	79.10	0.0190	0.386	1.73	0.094	0.014	0.24	0.009	11.42
35	32	33	43.53	6	0.15	0.04	0.02	5.16	91.15	0.0165	0.37	1.91	0.088	0.013	0.225	0.008	14.21
36	31	34	94.68	6	0.15	0.04	0.02	3.66	64.74	0.0232	0.406	1.49	0.102	0.015	0.259	0.010	8.25
37	36	34	16.85	6	0.15	0.04	0.02	3.45	60.88	0.0246	0.416	1.43	0.106	0.016	0.269	0.010	7.58
38	34	35	41.78	6	0.15	0.04	0.02	3.97	70.19	0.0214	0.401	1.59	0.1	0.015	0.254	0.010	9.51
39	45	42	83.11	6	0.15	0.04	0.02	1.21	21.33	0.0703	0.57	0.69	0.176	0.026	0.43	0.016	1.49
40	43	42	10.97	6	0.15	0.04	0.02	1.00	17.60	0.0852	0.604	0.60	0.194	0.029	0.469	0.018	1.10
41	44	41	77.77	6	0.15	0.04	0.02	1.39	24.59	0.0610	0.546	0.76	0.164	0.025	0.403	0.015	1.85
42	42	41	49.07	6	0.15	0.04	0.02	2.27	40.14	0.0374	0.473	1.07	0.13	0.020	0.325	0.012	3.98
43	41	39	46.1	6	0.15	0.04	0.02	0.97	17.18	0.0873	0.608	0.59	0.196	0.029	0.474	0.018	1.06
44	40	39	59.52	6	0.15	0.04	0.02	1.64	29.02	0.0517	0.521	0.86	0.152	0.023	0.376	0.014	2.41
45	39	37	44.25	6	0.15	0.04	0.02	1.45	25.65	0.0585	0.542	0.79	0.162	0.024	0.399	0.015	2.00
46	38	37	59.38	6	0.15	0.04	0.02	4.05	71.49	0.0210	0.396	1.60	0.098	0.015	0.249	0.009	9.67
47	37	35	43.38	6	0.15	0.04	0.02	4.42	78.05	0.0192	0.386	1.70	0.094	0.014	0.24	0.009	11.12
48	35	33	8.83	6	0.15	0.04	0.02	1.57	27.74	0.0541	0.525	0.82	0.154	0.023	0.381	0.014	2.23
49	47	46	95.21	6	0.15	0.04	0.02	3.91	69.11	0.0217	0.401	1.57	0.1	0.015	0.254	0.010	9.22
50	32	46	89.91	6	0.15	0.04	0.02	3.65	64.47	0.0233	0.411	1.50	0.104	0.016	0.264	0.010	8.34
51	46	48	44.95	6	0.15	0.04	0.02	5.09	89.98	0.0167	0.37	1.88	0.088	0.013	0.255	0.010	15.69
52	49	48	98.89	6	0.15	0.04	0.02	4.18	73.88	0.0203	0.391	1.63	0.096	0.014	0.244	0.009	10.13
53	33	48	93	6	0.15	0.04	0.02	3.60	63.60	0.0336	0.459	1.65	0.124	0.019	0.311	0.012	9.56
54	48	50	62.75	6	0.15	0.04	0.02	0.84	14.76	0.1975	0.768	0.64	0.294	0.044	0.672	0.025	1.11
55	50	51	55.99	6	0.15	0.04	0.02	1.15	20.40	0.1428	0.704	0.81	0.252	0.038	0.591	0.022	1.87
56	51	52	98.58	6	0.15	0.04	0.02	4.21	74.44	0.0391	0.478	2.01	0.132	0.020	0.33	0.012	13.90
57	52	53	99	6	0.15	0.04	0.02	5.20	91.84	0.0317	0.45	2.34	0.12	0.018	0.302	0.011	19.36
58	53	26	92.43	6	0.15	0.04	0.02	2.46	43.55	0.0669	0.562	1.39	0.172	0.026	0.421	0.016	6.07
59	26	54	94.91	6	0.15	0.04	0.02	3.15	55.61	0.0977	0.626	1.97	0.206	0.031	0.495	0.019	11.64
60	54	STAR	46.01	6	0.15	0.04	0.02	2.91	51.40	0.1056	0.64	1.86	0.214	0.032	0.512	0.019	10.28

Diagrama de elementos hidráulicos en una sección circular, “Curva del Banano”



Cálculos Topográficos.

Tramo	PVS		Longitud (m)	Elevación terreno (msnm)		Elevación Invert (m)		Profundidad pozo entrada	Profundidad pozo salida	S tubería (%)
	De	A		A. Arriba	A. Abajo	PVS Arriba	PVS Abajo			
1	1	2	92.81	1177.5	1168.5	1176.1	1167.13	1.40	1.37	9.67
2	2	3	52.09	1168.5	1166.69	1167.1	1165.32	1.40	1.37	3.42
3	5	3	95.87	1175.13	1166.69	1173.73	1165.32	1.40	1.37	8.78
4	3	4	35.48	1166.69	1164.23	1165.29	1162.86	1.40	1.37	6.85
5	6	7	38.1	1175.94	1171.98	1174.54	1170.61	1.40	1.37	10.32
6	7	4	96.39	1171.98	1164.23	1170.58	1162.86	1.40	1.37	8.01
7	4	8	36.58	1164.23	1161.61	1162.83	1159.89	1.40	1.72	8.04
8	8	9	50.54	1161.61	1157.72	1159.86	1156.35	1.75	1.37	6.95
9	9	10	63.72	1157.72	1153.5	1156.32	1152.13	1.40	1.37	6.58

Tramo	PVS		Longitud (m)	Elevación terreno (msnm)		Elevación Invert (m)		Profundidad pozo entrada	Profundidad pozo salida	S tubería (%)
	De	A		A. Arriba	A. Abajo	PVS Arriba	PVS Abajo			
10	10	11	63.72	1153.5	1148.16	1152.1	1146.79	1.40	1.37	8.34
11	9	12	57.54	1157.72	1155.81	1156.32	1154.44	1.40	1.37	3.27
12	12	13	46.46	1155.81	1155.5	1154.41	1154.13	1.40	1.37	0.61
13	13	14	81.54	1155.5	1152.64	1154.1	1151.27	1.40	1.37	3.48
14	12	15	55.11	1155.81	1149.5	1154.41	1148.13	1.40	1.37	11.40
15	15	16	55.11	1149.5	1144	1148.1	1142.63	1.40	1.37	9.93
16	11	16	60.03	1148.16	1144	1146.76	1142.63	1.40	1.37	6.88
17	16	17	58.46	1144	1143.05	1142.6	1141.68	1.40	1.37	1.58
18	13	18	47.7	1155.5	1149	1154.1	1147.63	1.40	1.37	13.57
19	18	17	44.71	1149	1143.05	1147.6	1141.68	1.40	1.37	13.25
20	18	19	94.12	1149	1145.5	1147.6	1144.13	1.40	1.37	3.69
21	14	19	46.57	1152.64	1145.5	1151.24	1144.13	1.40	1.37	15.27
22	19	20	16.6	1145.5	1143.92	1144.1	1142.55	1.40	1.37	9.34
23	21	22	72.61	1169	1162	1167.6	1160.43	1.40	1.57	9.88
24	22	8	84.34	1162	1161.61	1160.4	1159.89	1.60	1.72	0.61
25	23	22	63.39	1162.21	1162	1160.81	1160.43	1.40	1.57	0.60
26	17	24	43.4	1143.05	1133	1141.65	1131.63	1.40	1.37	23.09
27	20	25	73.19	1143.92	1128.83	1142.52	1127.46	1.40	1.37	20.58
28	24	25	79.95	1133	1128.83	1131.6	1127.46	1.40	1.37	5.18
29	25	26	81.8	1128.83	1114.97	1127.43	1113.60	1.40	1.37	16.91
30	27	28	92.9	1171	1170.25	1169.6	1168.88	1.40	1.37	0.78
31	28	29	87.89	1170.25	1169.79	1168.85	1168.32	1.40	1.47	0.61
32	29	30	7.9	1169.79	1168.5	1168.29	1166.83	1.50	1.67	18.49
33	31	30	43.21	1168.5	1168.5	1167.1	1166.83	1.40	1.67	0.63
34	30	32	37.46	1168.5	1163.33	1166.8	1161.96	1.70	1.37	12.93
35	32	33	43.53	1163.33	1155.83	1161.93	1154.46	1.40	1.37	17.17
36	31	34	94.68	1168.5	1160.28	1167.1	1158.91	1.40	1.37	8.66
37	36	34	16.85	1161.6	1160.28	1160.2	1158.91	1.40	1.37	7.66
38	34	35	41.78	1160.28	1156	1158.88	1154.63	1.40	1.37	10.18
39	45	42	83.11	1164.9	1164.19	1163.5	1162.72	1.40	1.47	0.94
40	43	42	10.97	1164.19	1164.19	1162.79	1162.72	1.40	1.47	0.64

Tramo	PVS		Longitud (m)	Elevación terreno (msnm)		Elevación Invert (m)		Profundidad pozo entrada	Profundidad pozo salida	S tubería (%)
	De	A		A. Arriba	A. Abajo	PVS Arriba	PVS Abajo			
41	44	41	77.77	1163.43	1162.43	1162.03	1161.06	1.40	1.37	1.25
42	42	41	49.07	1164.19	1162.43	1162.69	1161.06	1.50	1.37	3.33
43	41	39	46.1	1162.43	1162.27	1161.03	1160.75	1.40	1.52	0.61
44	40	39	59.52	1163.18	1162.27	1161.78	1160.75	1.40	1.52	1.74
45	39	37	44.25	1162.27	1161.49	1160.72	1160.12	1.55	1.37	1.36
46	38	37	59.38	1167.79	1161.49	1166.39	1160.12	1.40	1.37	10.56
47	37	35	43.38	1161.49	1156	1160.09	1154.63	1.40	1.37	12.59
48	35	33	8.83	1156	1155.83	1154.6	1154.46	1.40	1.37	1.59
49	47	46	95.21	1165	1155.58	1163.6	1154.21	1.40	1.37	9.87
50	32	46	89.91	1163.33	1155.58	1161.93	1154.21	1.40	1.37	8.59
51	46	48	44.95	1155.58	1148.03	1154.18	1146.66	1.40	1.37	16.73
52	49	48	98.89	1159.21	1148.03	1157.81	1146.66	1.40	1.37	11.28
53	33	48	93	1155.83	1148.03	1154.43	1146.66	1.40	1.37	8.36
54	48	50	62.75	1148.03	1148.32	1146.63	1146.35	1.40	1.97	0.45
55	50	51	55.99	1148.32	1147.21	1146.32	1145.84	2.00	1.37	0.86
56	51	52	98.58	1147.21	1135.9	1145.81	1134.53	1.40	1.37	11.45
57	52	53	99	1135.9	1118.62	1134.5	1117.25	1.40	1.37	17.43
58	53	26	92.43	1118.62	1114.97	1117.22	1113.60	1.40	1.37	3.92
59	26	54	94.91	1114.97	1108.88	1113.57	1107.51	1.40	1.37	6.39
60	54	STAR	46.01	1108.88	1106.34	1107.48	1104.97	1.40	1.37	5.46

Anexo E. Diseño de Sistema de Tratamiento.

INTRODUCCIÓN

Conscientes de los requisitos ambientales actuales que se necesitan para obtener el permiso ambiental en Marena y altamente preocupadas las autoridades municipales por la generación de los contaminantes provenientes de las aguas residuales domésticas rurales que producen las 84 casas comprendidas en la comunidad, orientaron a fin de solucionar ésta problemática la elaboración de los documentos: **"Memoria de Diseño para el Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas para el Saneamiento Sector NORTE de cuatro barrios de san Rafael del Norte,Jinotega"**. El primer documento comprende la etapa de diseño del sistema colector de aguas residuales domésticas y el segundo constituye el diseño del sistema de tratamiento que se utilizará para realizar la remoción de los contaminantes provenientes de los desechos del barrio.

Este proyecto tiene una enorme relevancia dentro la municipalidad porque representa además de la mejoría higiénico sanitaria y la protección ambiental del sector, más trabajo y fuentes de empleo, decremento de las enfermedades de origen hídricas y mejora de la estética y el turismo, entre otros beneficios.

Durante el diseño se consideraron las aportaciones de la población excedente durante los fines de semana que resultan del creciente comercio en la comunidad, así como también se tomaron en cuenta, las actividades de matanzas esporádicas de animales de crianza tipo domésticos, la cual es normal en estas localidades.

El sistema de tratamiento seleccionado trabajará en tres niveles de remoción de contaminantes: pretratamiento, tratamiento primario y secundario. Será fácil de operar, no incurriendo en altos costos de operación y mantenimiento, no requiere gastos de energía eléctrica y es barato en cuanto a la evaluación de eficiencia vrs. costo de construcción.

El documento fue elaborado de una manera ordenada, exponiendo la teoría de aguas residuales y posteriormente aplicándola a la parte real y práctica. Así pues, la resultará ser un trabajo altamente eficiente y práctico en lo que respecta a sus resultados y al tratamiento de efluentes domésticas de tipo rural.

Tanque Séptico

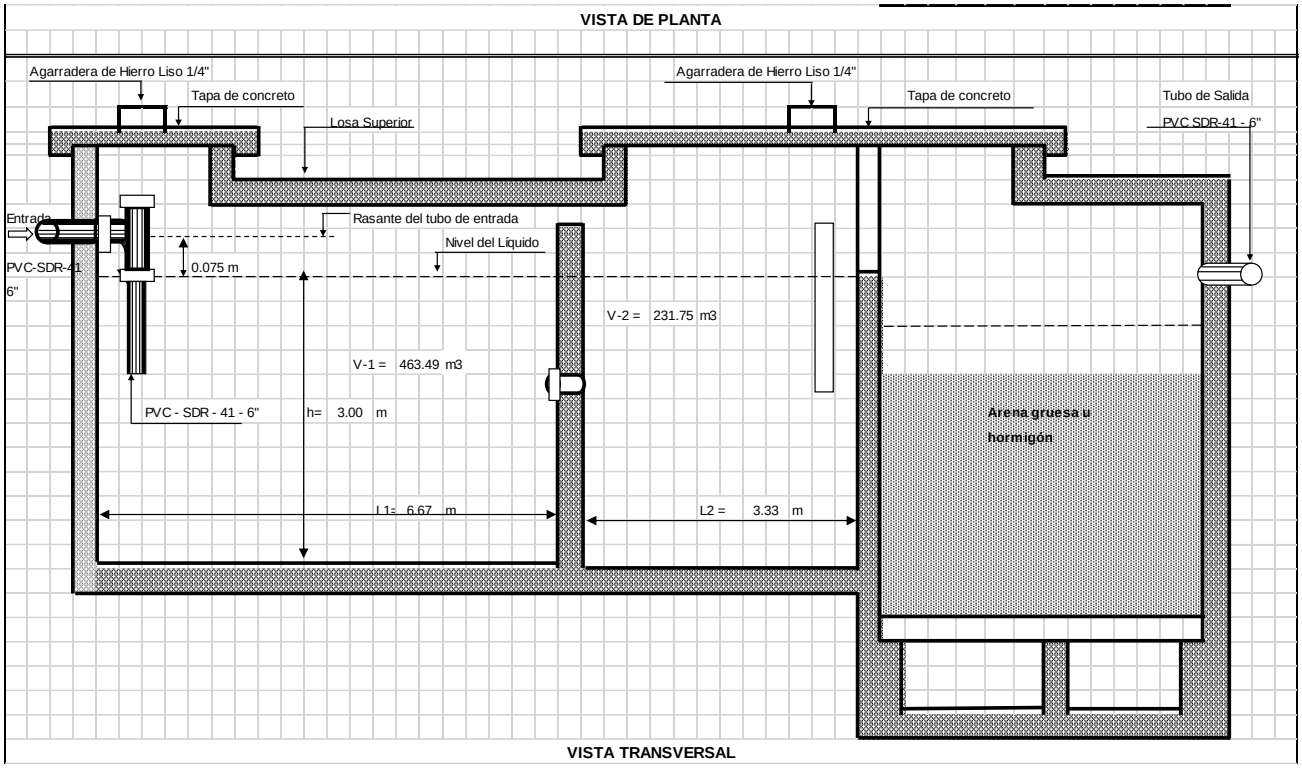
Datos de Entrada	Unidad	Simbologia	Criterios	Valor
Población	hab	N		1845.00
Aporte de desechos (Dot.)	lppd	C	lnaa(0.8xDot.de AP)	100.00
Aporte de lodo fresco (Lf)	lpd	Lf	lnaa	1.00
Carga DBO percápita (q)	gr/hab/d		Metcalfi = 40 -54	54.00
DBO5 (S)	mg/l	S=(q/Dot)1000		540.00
Coliformes Fecales/Afluente	NMP/100	supuesto		1E+09

Cálculo del Tanque Séptico

Tanque Séptico	Unidad	Simbologia	Criterios	Valor
Período de Retención (T)	d	T = 0.5 - 2	lnaa =0.5 mín.	1.00
Volumen útil de Tanque (Vu)	lpd	V=1.3N(CT+100Lf)		479700.00
Volumen útil de Tanque (Vu)	m3/d			479.70
Volumen útil de V-1	m3/d	V-1	lnaa= 2/3 x Vu	319.80
Volumen útil de V-2	m3/d	v -2	lnaa =1/3 x Vu	159.90
Profundidad útil	m	h	lnaa = hmin.=1.20m	1.80
Area de cada Tanque (A)	m²	A	A = BxL = V/h	266.50
Relación Largo (L)/Ancho (b)	m	L/b	lnaa=2 L/b 4	2.00
Ancho interno (b)	m	b	lnaa=b 2h	5.00
Largo de tanque (L)	m	L	L = 5 - 8	10.00
Longitud de 1era. Cámara	m	L-1	2/3 L	6.67
Longitud de 2da. Cámara	m	L-2	1/3 L	3.33
Altura del borde inferior	m	Abi	lnna = 2/3 h	1.20
Altura del borde superior	m	Abs	lnaa=0.30m del NL	1.50
Area total de orificio	m²	At	At =A x (5 - 10)%	13.33

Cálculo del Filtro Ascendente Anaerobico

Volumen del Filtro	lpd	Vf	lnaa=1.6xNxCxT	295200
Volumen del Filtro	m3/d	Vf	lnaa=1.6xNxCxT	295.20
Altura del Filtro	m	hf		2.20
Area del Filtro	m²	A	lnaa=A=V/1.8	164
Ancho del Filtro	m			5.50
Longitud	m			6.50


VISTA DE PLANTA
Agarradera de Hierro Liso 1/4"
Tapa de concreto
Losa Superior
Agarradera de Hierro Liso 1/4"
Tapa de concreto
Tubo de Salida
PVC SDR-41 - 6"
Entrada
PVC-SDR-41
6"
Rasante del tubo de entrada
Nivel del Liquido
0.075 m
V-2 = 231.75 m3
V-1 = 463.49 m3
PVC - SDR - 41 - 6"
h= 3.00 m
Arena gruesa u
hormigón
L1= 6.67 m
L2 = 3.33 m
VISTA TRANSVERSAL

COSTO Y PRESUPUESTO

COSTOS DE ALCANTARILLADO

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

SANEAMIENTO BARRIOS SAN RAFAEL DEL NORTE

CASCO URBANO DE SAN RAFAEL DEL NORTE JINOTEGA

ITEM	ACTIVIDAD	U.M.	CANT.	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL
				(C$)	(C$)
1.0	**PRELIMINARES**				**23,911.51**
1.1	Mano de Obra y Construcción de Bodega	global	1.00	5,000.00	5,000.00
1.2	Trazado y nivelación	m	3708.14	5.10	18,911.51
2.0	**INSTALACION DE TUBERIA**				**872,757.83**
2.1	Excavación	m^3	3114.84	20.00	62,296.75
2.2	Instalación/Tub/SDR41-6" PVC	m	3593.14	2.00	7,186.28
2.3	Tubería 6" SDR-41- PVC	c/u	598.02	1,075.22	643,003.06
2.4	Tubería Ho.Go. 6"	c/u	20.00	850.00	17,000.00
2.5	Instalación de tubería 6" PVC	c/u	22.00	25.00	550.00
2.6	Relleno y compactación	m^3	3049.34	25.00	76,233.56
2.7	Pegamento PVC	gln	16.29	386.00	6,287.97
2.8	Limpieza	m^3	65.50	354.00	23,185.24
2.9	Prueba Hidrostática	m	3708.14	1.10	4,078.95
2.10	Rotura y reposición de asfalto	m^2	30.00	320.00	9,600.00
2.11	Desinstalación e Inst. de Adoquín	m^2	200.00	55.00	11,000.00
2.12	Inst. y Desinst. de Formaletas	m^2	160.00	10.00	1,600.00
2.13	Pedestal p/Tub.HoGo anclada	c/u	22.00	428.00	9,416.00
2.14	Hacer acople a manhol	c/u	33.00	40.00	1,320.00

ITEM	ACTIVIDAD	U.M.	CANT.	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL
				(C$)	(C$)
3.0	**POZOS DE VISITA**				**419,973.93**
3.1	Excavación	m³	145.07	20.00	2,901.36
3.2	Relleno y compactación	m³	117.51	25.00	2,937.63
3.3	Tapa de cemento	c/u	54.00	268.50	14,499.00
3.4	Cemento	bls	756.00	100.00	75,600.00
3.5	Arena	m³	66.42	180.00	11,955.60
3.6	Piedrín	m³	48.77	380.00	18,531.14
3.7	Agua	gln	5,346.00	0.15	801.90
3.8	Hierro ¼	qq	2.70	522.23	1,410.02
3.9	Hierro 3/8"	qq	10.80	555.45	5,998.86
3.10	Hierro 5/8"	qq	12.46	577.90	7,201.52
3.11	Alambre #18	lbs	108.00	35.00	3,780.00
3.12	M/O tapa y collarín	c/u	54.00	80.00	4,320.00
3.13	M/O media caña y retorta	c/u	54.00	80.00	4,320.00
3.14	Ladrillo P4 p/cilindro	c/u	27,000.00	4.75	128,250.00
3.15	Ladrillo P2/cono	c/u	29,160.00	3.10	90,396.00
3.16	Pintura anticorrosiva	gln	13.50	221.94	2,996.19
3.17	Hacer peldaños	c/u	216.00	20.00	4,320.00
3.18	Diluyente	lts	3.38	33.84	114.21
3.19	M/O del cilindro	c/u	54.00	250.00	13,500.00
3.20	M/O del cono	c/u	54.00	200.00	10,800.00
3.21	Repello cono	c/u	54.00	120.00	6,480.00
3.22	Repello cilindro	c/u	54.00	160.00	8,640.00
3.23	Limpieza	m³	27.56	8.00	220.50

ITEM	ACTIVIDAD	U.M.	CANT.	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL
				(C$)	(C$)
4.0	**CONEXIONES DOMICILIARES**				**509,285.20**
4.1					
4.1.1	Excavación	m³	426.40	20.00	8,528.00
4.1.2	Instalación y Acople/Tub. 6" PVC	m	1312.00	2.00	2,624.00
4.1.3	Tubería 4"SDR-41- PVC	c/u	109	785.00	85,826.67
4.1.4	Hacer acople	c/u	328.00	20.00	6,560.00
4.1.5	Relleno y compactación	m³	416.10	25.00	10,402.52
4.1.6	Limpieza	m³	10.30	350.00	3,604.72
4.1.7	Cajas de registro	c/u	328.00	408.00	133,824.00
4.1.8	Codo 4"x 45º PVC	c/u	328.00	352.43	115,597.04
4.1.9	Pegamento PVC	gln	5.00	386.00	1,930.00

Costo directo C$ =	**C$ 1,825,928.47**
Costo indirecto C$ =	**C$ 328,667.12**
Administración(5%)	C$ 91,296.42
Imprevistos(5%)	C$ 91,296.42
Utilidad(5%)	C$ 91,296.42
Supervisión(3%)	C$ 54,777.85
Costo total C$ =	**C$ 2,154,595.59**
Costo/ml C$ =	**C$ 581.04**

COSTO DE SISTEMA DE TRATAMIENTO STAR

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

SANEAMIENTO SAN RAFAEL DEL NORTE

ITEM	Código FISE	ACTIVIDAD	U.M.	CANT.	COSTO UNIT. (C$)	COSTO TOTAL (C$)
1.0	No.	PRELIMINARES				8,527.88
1.1		Materiales y Mano de Obra para Construcción de Bodega	global	1.00	7,600.00	7,600.00
1.2	92806	Trazado y nivelación para tub.	m	130.00	7.14	927.88
2.0	**No.**	**INSTALACION DE TUBERIA**				**266,532.33**
2.1		Instalación/Tub/SDR41-6" PVC	m	88.00	2.00	176.00
2.2	93121	Tubería 6" SDR-41- PVC	c/u	25.00	1,531.42	38,285.43
2.3	2719	Tubería SDR- 41- 12"	m	15.00	892.49	13,387.37
2.4		Pegamento PVC	gln	2.00	386.00	772.00
2.5		Limpieza	m^3	1200.00	8.00	9,600.00
2.6	95015	Tee 6" PVC	c/u	60.00	787.38	47,242.55
2.7		Hacer acople a manhol	c/u	3.00	120.00	360.00
2.8	2579	Válvula de HF 6"	c/u	10.00	8559.51	85,595.08
2.9		Codo 4"x 45º PVC	c/u	10.00	211.28	2,112.80
2.10	94215	Tubería 4"SDR-41- PVC	c/u	7.00	1034.15	7,239.02
2.2	93899	Tee 4" PVC	c/u	39.00	222.11	8,662.41
2.11	2099	Bloque de reaccion	c/u	10.00	83.38	833.78
2.12	93846	Codo de PVC de 6" X 45°	c/u	90.00	580.73	52,265.90

Nota: costo incluyen 25% de Adm.+ Util., y 22% Transporte

ITEM	Código FISE	ACTIVIDAD	U.M.	CANT.	COSTO UNIT. (C$)	COSTO TOTAL (C$)
3.0	**No.**	**CAMARA DE REJILLAS**				**38,972.72**
3.1	95467	Excavación manual	m³	32.05	62.40	2,000.19
3.2	92226	Relleno y compactación	m³	11.12	52.50	583.80
3.3	2556	Canal de concreto ref.para rejillas	m	27.00	1,324.47	35,760.69
3.4		Limpieza	m³	20.93	30.00	628.03

Nota: costo incluyen 25% de Adm.+ Util., y 22% Transporte

ITEM	Código FISE	ACTIVIDAD	U.M.	CANT.	COSTO UNIT. (C$)	COSTO TOTAL (C$)
4.0	**No.**	**SEPARADOR DE GRASAS**				**25,194.05**
4.1	95467	Excavación manual	m³	7.03	62.40	438.37
4.2	92226	Relleno y compactación	m³	0.81	52.50	42.53
4.3	4185	Separador de Grasas SP	c/u	1.00	12876.51	12,876.51
4.4	4185	Separador de Grasas SSec1	c/u	1.00	6131.67	6,131.67
4.5	4185	Separador de Grasas SSec2	c/u	1.00	5518.51	5,518.51
4.6		Limpieza	m³	6.22	30.00	186.46

Nota: costo incluyen 25% de Adm.+ Util., y 22% Transporte

ITEM	Código FISE	ACTIVIDAD	U.M.	CANT.	COSTO UNIT. (C$)	COSTO TOTAL (C$)
5.0	**No.**	**FOSA SEPTICA + FAFA**				**356,866.93**
5.1	95467	Excavación manual SP	m³	214.83	62.40	13,405.39
5.2	95467	Excavación manual SSec1	m³	54.35	62.40	3,391.28
5.5	92226	Relleno y compactación SP	m³	66.46	52.50	3,489.15
5.8	92226	Relleno y compactación Casas Aisladas	m³	14.86	52.50	780.20
5.9	4334	Fosa Septica+FAFA SP	m³	190.44	1504.73	286,556.73
5.13	4634	Losa de Asentamiento SP	m³	27.72	1221.53	33,860.70
5.14	4634	Losa de Asentamiento SSec1	m³	7.98	1221.53	9,747.78
5.16		Limpieza	m³	187.86	30.00	5,635.70

Nota: costo incluyen 25% de Adm.+ Util., y 22% Transporte

Costo Total C$	**696,093.90**
Costo Gastos Administrativos C$	**174,023.47**
Costo Total de la Obra C$	**870,117.37**

Anexo F. Fotografías de Estudios Realizados



IMAGEN Barrio Daniel Ortega. (Elaboración propia).



IMAGEN Barrio Rosario Murillo (Elaboración propia).



IMAGEN Reconocimiento de zona y estudio socio-económico. (Elaboración propia).



IMAGEN Encharcamiento de aguas grises. (Elaboración propia).



IMAGEN Situación de saneamiento actual. (Elaboración Propia)



IMAGEN Terreno propuesto para planta de tratamiento (Elaboración Propia).



IMAGEN 1 Vista panorámica del área de proyecto (Elaboración propia).



IMAGEN Calicata para estudio de suelo en área de la planta de tratamiento. (Elaboración Propia).



IMAGEN Calicata para estudio de suelo en área de la planta de tratamiento. (Elaboración Propia).



IMAGEN 2 Levantamiento topográfico. (Elaboración propia).



IMAGEN Estudio Hidrológico.





IMAGEN Pruebas de Infiltración. (Elaboracion propia)



IMAGEN Prueba de infiltración.