



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA CIUDAD DE  
NANDAIME-GRANADA.**

Para optar al título de Ingeniero Civil.

**Elaborado por**

Br. Julio César Bravo García.

Br. Félix Daniel Torrez Martínez.

**Tutor**

Ing. José Ángel Baltodano Maldonado.

**Asesor**

Ing. José Ángel Baltodano Maldonado.

Managua, Septiembre 2015

## **Dedicatoria**

Dedicamos el presente Trabajo Monográfico primeramente a nuestro Padre Celestial Dios, por darnos las fuerzas y la fortaleza para llevar a cabo cada una de nuestras actividades laborales diarias, y ser fuente inagotable de inspiración y vida.

A nuestros Padres, por siempre creer en nosotros y brindarnos el apoyo que cada uno de nosotros necesitábamos, ofrecernos esperanzas en los momentos más difíciles y darnos el cariño que como personas necesitamos.

A nuestra Familia, ya que en todo momento han estado presentes en todas nuestras metas y logros, ser una base sólida de confianza, ser incondicionales cuando más lo necesitábamos y proporcionarnos todo aquello que no estaba a nuestro alcance.

A nuestros profesores, que durante cinco arduos años de estudios dieron su tiempo y dedicación para enseñarnos los fundamentos que durante nuestra carrera profesional, tendremos que emplear.

## Resumen

El presente trabajo Monográfico se refiere a la problemática que vive la ciudad de Nandaime en la actualidad y a su vez se brinda una solución a este problema que se describe a continuación.

Actualmente la ciudad de Nandaime no cuenta con un diseño de Alcantarillado Sanitario, es debido a esto que algunas de las razones más importantes que nos impulsaron a contar con un diseño de Alcantarillado Sanitario son: la contaminación de los afluentes subterráneos de la localidad y el aumento de las enfermedades de carácter bacteriano que está afectando a la Población.

En el presente trabajo se realizó una descripción física, social y económica de la ciudad resaltando los principales temas de importancia específica como topografía, suelo, ubicación del proyecto, población y otros temas que son necesarios para llevar a cabo la descripción general del Proyecto, de igual manera abarcamos componentes Primordiales del trabajo: el Marco Teórico y la Metodología adecuada para realizar el Diseño de Alcantarillado Sanitario de una manera eficiente y económica.

Planteamos los fundamentos teóricos en que nos basamos, así como recolección de la información, parámetros generales, normas de diseño según ENACAL, diferentes aportes de libros de ingeniería, también describimos la manera en que se realizara el Diseño de tal manera que cumpla con las necesidades principales de la población, de la misma manera se describen los principales criterios para la elaboración del diseño de las lagunas de oxidación.

Durante el transcurso del trabajo se brindan los resultados finales de la monografía, todos los datos de importancia y de gran valor en el diseño, de igual forma se presenta el presupuesto de los alcances de las obras a realizarse para poder llevar a cabo este importante Proyecto que aportara al desarrollo socioeconómico y que ayudara de una manera directa a resolver los problemas que ocasiona la disposición de las aguas superficiales Residuales.

Al final de todo el documento se dan las conclusiones y algunas recomendaciones que pensamos que podrían ayudar a ejecutar este proyecto.

## INDICE

<b>CAPITULO 1</b> .....	<b>1</b>
1.1 Introducción .....	1
1.2 Objetivos .....	3
Objetivos Generales .....	3
Objetivos Específicos .....	3
1.3 Justificación .....	4
1.4 Información General del Proyecto .....	5
1.4.1 Localización .....	5
1.4.2 Clima, Precipitaciones e Hidrología Superficial .....	6
1.4.3 Geomorfología y Geología .....	8
1.4.3.1 Geomorfología .....	8
1.4.3.2 Geología .....	9
1.4.4 Población .....	10
1.4.5 Perfil Socioeconómico .....	11
1.4.5.1 Actividades Económicas .....	11
1.4.5.2 Población Económicamente Activa .....	11
1.5 Servicios básicos .....	12
1.5.1 Situación actual de los servicios de agua y alcantarillado .....	12
1.5.1.1 Agua potable .....	12
1.5.1.2 Alcantarillado Sanitario .....	15
1.5.1.3 Problemática de los servicios. ....	15
1.5.2 Salud .....	16
1.5.2.1 Infraestructura .....	16
1.5.2.2 Morbilidad .....	16
1.5.2.3 Resultados de la Encuesta de Hogares .....	17
1.5.2.4 Mortalidad .....	17
1.5.3 Educación .....	17
1.5.3.1 Infraestructura .....	17
1.5.3.2 Nivel educativo .....	18
1.5.4 Comunicaciones y energía eléctrica .....	18
1.5.5 Cultura y deportes .....	19

1.5.6 Servicios Municipales.....	19
<b>CAPITULO 2.....</b>	<b>19</b>
2.1 Marco teórico .....	19
2.1.1 Generalidades.....	19
2.1.1.1 Alcantarillado sanitario.....	19
2.1.1.2 Sistemas de Alcantarillado Sanitario .....	19
2.1.1.3 Eliminación de las aguas residuales .....	20
2.1.1.4 Tipos de aguas residuales .....	21
2.1.1.5 Clasificación de tuberías.....	22
2.1.1.6 Elementos del alcantarillado .....	23
2.1.2 Criterios de Diseño .....	24
2.1.2.1 Periodo de diseño.....	24
2.1.2.2 Determinación de la población futura.....	25
2.1.2.3 Proyección de Población. ....	25
2.1.3 Estructuras conexas de una red de alcantarillado .....	26
2.1.3.1 Pozos de visita.....	26
2.1.3.2 Distancia máxima entre pozos .....	26
2.1.3.4 Materiales de las tuberías .....	27
2.1.4 Principales problemas de un sistema de alcantarillado .....	28
2.1.5 Tipos de Intervención del Mantenimiento de una red .....	31
2.1.6 Características de las aguas residuales .....	32
2.1.7 Estudios básicos para diseño de alcantarillado sanitario.....	35
2.1.7.1 Estudios geológicos.....	35
2.1.7.2 Estudios geotécnicos .....	35
2.1.7.3 Estudios sanitarios.....	35
2.1.7.4 Estudios topográficos.....	35
2.1.7.5 Estudios misceláneos .....	37
2.1.8 Información básica para emprender un proyecto de alcantarillado.....	38
2.1.8.1 Notas Generales .....	38
2.1.8.2 Trabajo de campo .....	38
2.1.8.3 Preparación de planos y perfiles .....	40

2.1.9 Tratamiento de aguas residuales .....	40
2.1.9.1 Tipos de tratamientos .....	41
2.1.9.2 Procesos de tratamiento de aguas residuales .....	49
<b>CAPITULO 3.....</b>	<b>56</b>
3.1 Especificaciones Técnicas .....	56
3.1.1 Normas de Diseño .....	56
3.1.1.1 Localización de los colectores .....	56
3.1.1.2 Profundidad mínima de los colectores .....	56
3.1.1.3 Proyección de la población .....	57
3.1.1.4 Método de proyección poblacional.....	57
3.1.1.6 Conexiones domiciliarias .....	58
3.1.2. Área de intervención .....	59
3.1.2.1 Trazado de la Red .....	59
3.1.2.2 Longitud de alcantarilla proyectada .....	60
3.1.2.3 Población contribuyente.....	60
3.1.3 Estructura del sistema de alcantarillado.....	60
3.1.4 Topografía .....	61
3.1.5 Dotaciones de agua .....	62
3.1.5.1 Dotación doméstica .....	62
3.1.6 Consumo de aguas residuales.....	62
3.1.6.1 Caudal medio doméstico .....	63
3.1.6.2 Caudal máximo doméstico.....	63
3.1.6.3 Caudal comercial e institucional.....	64
3.1.6.4 Caudal de infiltración .....	64
3.1.6.5 Caudal de diseño.....	65
3.1.7 Calculo Hidráulico .....	65
3.1.8 Diámetro y pendiente .....	67
3.1.8.1 Pendiente .....	67
3.1.8.2 Diámetro .....	68
3.1.9 Elementos hidráulicos .....	69
3.1.9.1 Velocidades .....	70

3.1.10 Diseño topográfico .....	70
3.1.10.1 Cobertura sobre las tuberías.....	71
3.1.10.2 Pérdida de carga adicional.....	71
3.1.10.3 Caída de alcantarilla .....	71
3.1.10.4 Elevación de corona .....	72
3.1.10.5 Elevación de invert.....	72
3.1.10.6 Profundidad de pozos de visita sanitario.....	73
3.2 Planta de tratamiento de aguas residuales.....	73
3.2.1 Tratamiento Preliminar.....	74
3.2.1.1 Canal de entrada .....	74
3.2.1.2 Rejillas .....	74
3.1.1.3 Desarenador.....	75
3.2.2 Propuesta para el sistema de tratamiento .....	77
3.2.2.1 Tanque Imhoff.....	77
3.2.2.2 Biofiltro.....	80
3.2.2.3 Laguna Facultativa .....	82
<b>CAPITULO 4.....</b>	<b>84</b>
4.1 Resultados del diseño.....	84
4.1.1 Proyección de la población .....	84
4.1.2 Dotaciones y Caudales .....	86
4.1.3 Descripción general .....	87
4.1.3.1 Tuberías .....	87
4.1.3.2 Pozos de visita sanitario .....	87
4.1.4 Comparación de alternativas del diseño de alcantarillado.....	88
4.1.5 Propuesta de planta de tratamiento .....	88
4.1.5.1 Ubicación de la planta de tratamiento en la ciudad.....	89
4.1.5.1 Tratamiento preliminar .....	89

4.1.5.2 Planta de tratamiento.....	91
4.1.6 Presupuesto General .....	95
<b>CAPITULO 5.....</b>	<b>96</b>
1.1 Conclusiones.....	96
1.2 Recomendaciones.....	97
1.3 Bibliografía .....	98

# **CAPITULO 1**

## **1.1 Introducción**

En Nicaragua tanto en las localidades urbanas como rurales existe una ausencia de proyectos que aporten al desarrollo dentro de las cuales en el ámbito socio-económico podemos mencionar el alcantarillado sanitario que es de vital importancia ya que reduce en gran manera las enfermedades.

La fracción líquida de los mismos (aguas residuales) es esencialmente el agua dispuesta por la ciudad una vez que ha sido utilizada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada.

La ciudad de Nandaime es la cabecera del municipio homónimo que depende políticamente de Granada, la ciudad se encuentra a unos 22 km al SSE de Granada y es ubicada dentro de la hoja cartográfica de escala 1:50,000 n° 2951-II en las coordenadas kilométricas 1,299.5 N y 603.4 E.

Actualmente la ciudad no cuenta con un Sistema de Alcantarillado Sanitario, al no contar con el sistema la población recurre a métodos alternativos de saneamiento como sumideros, letrinas del tipo húmedo o seco, las cuales tienen una vida útil de 3 a 5 años, y son reemplazadas al cabo de ese tiempo por otras del mismo tipo, construidas en lugares adyacentes; el restante utiliza la deposición superficial en el terreno.

La comunidad enfrenta serios problemas de salud, las cuales según el centro de salud de la comunidad, son principalmente enfermedades de origen Hidrico-Enterico, ocasionadas por la falta del sistema de Alcantarillado Sanitario en la ciudad, lo que provoca la proliferación de aguas grises superficiales y condiciones favorables para la reproducción de vectores, adversos para la salud pública elevándose así los índices de morbi-mortalidad, y generándose además un ambiente visual poco agradable, perjudicando a la ciudad en su aspecto.

Es debido a esta serie de problemas que se presentan fue de interés desarrollar un sistema de alcantarillado sanitario, que permita la ágil evacuación de las aguas grises superficiales y aguas negras de la ciudad, que están afectando principalmente a la salud de la población<sup>1</sup> y la vez provoca un ambiente visual y olfativo desagradable con un entorno antiestético.

Nandaime es una ciudad que está en constante desarrollo socioeconómico al poseer importantes negocios como lo es el matadero que existe en la ciudad y que genera aguas residuales que deben ser conducidas a una planta de tratamiento para la eliminación de patógenos y microorganismos que se desarrollan en estas aguas.

Al existir un diseño de alcantarillado sanitario la ciudad de Nandaime aumentaría su desarrollo socio-económico y evitaría las enfermedades causadas por disposición superficial de aguas grises, de la misma manera la presentación de la ciudad para aspectos turísticos incrementaría notablemente y uno de los aspectos más importantes de diseñar el alcantarillado sanitario es que se le estaría brindando a la población lo que como seres humanos necesitamos y merecemos vivir en un ambiente sano y agradable.

Las ventajas del sistema de alcantarillado sanitario son interminables y todas positivas no solo para la localidad sino también para el país de Nicaragua que tiene como meta alcanzar un desarrollo máximo en la protección de las cuencas y efluentes subterráneos en todos los departamentos y municipalidades, una de las principales metas propuestas son erradicar la contaminación de los efluentes subterráneos por la construcción de sumideros que son muy comunes en esta localidad.

---

<sup>1</sup> Dato proporcional ENACAL Granada

## **1.2 Objetivos**

### **Objetivos Generales**

1. Diseñar el Sistema de Alcantarillado Sanitario para la ciudad de Nandaime, que mejore la calidad de vida a los pobladores del municipio.

### **Objetivos Específicos**

1. Realizar una revisión de la topografía de los puntos existentes en la mayor parte de la ciudad.
2. Elaborar un estudio socio-económico de la población de Nandaime, por medio de encuestas realizadas a la población.
3. Realizar alternativas de trazado de la red de alcantarillado sanitario de la ciudad según la topografía.
4. Realizar un análisis hidráulico de la red sanitaria y selección de alternativas, para el correcto funcionamiento del sistema una vez ya diseñado.
5. Diseñar el sistema de tratamiento de aguas residuales, que se adapte a las condiciones Ambientales y socioeconómicas del sitio, que sea funcional y trabaje correctamente.
6. Elaborar el presupuesto de las obras a realizarse.

### **1.3 Justificación**

La ciudad de Nandaime, al igual que la mayoría de las localidades del país, no cuenta con un plan de ordenamiento territorial, ni en desarrollo urbano. Las autoridades del municipio, no tienen control sobre el crecimiento de la trama urbana de esta localidad, hecho demostrado por la presencia de una serie de asentamientos que han venido surgiendo hasta la fecha, dichos asentamientos presentan racionamiento del agua potable, y no presentan un sistema de alcantarillado de aguas sanitarias que evacúen las aguas negras y grises que ellos expulsan, llevándolos a la deposición de las aguas en el terreno, estas aguas son grandes criaderos de enfermedades, malos olores y un pésimo aspecto físico en el entorno de la ciudad. Es por esto que se están llevando a cabo actividades previas para el desarrollo de un sistema de alcantarillado sanitario. Actualmente por la falta de un sistema de alcantarillado que todas las viviendas en la ciudad no cuentan, se miran forzadas a recurrir a otros sistemas alternativos como sumideros, los cuales producen un gran riesgo de infiltración a los mantos acuíferos, por los que estos se encuentran a escasas profundidades con respecto a la superficie del terreno, de esta manera las aguas grises y negras podrían causar un terrible problema a los pozos ya existentes de agua potable, conllevando así a cierres oportunos de estos.

## 1.4 Información General del Proyecto

### 1.4.1 Localización

La ciudad de Nandaime es un municipio situado al sureste de la cabecera departamental Granada, dentro del pacifico de Nicaragua. Se encuentra limitada al Sur con el departamento de Rivas, al Oeste con el departamento de Carazo y al Este con el Lago de Nicaragua.

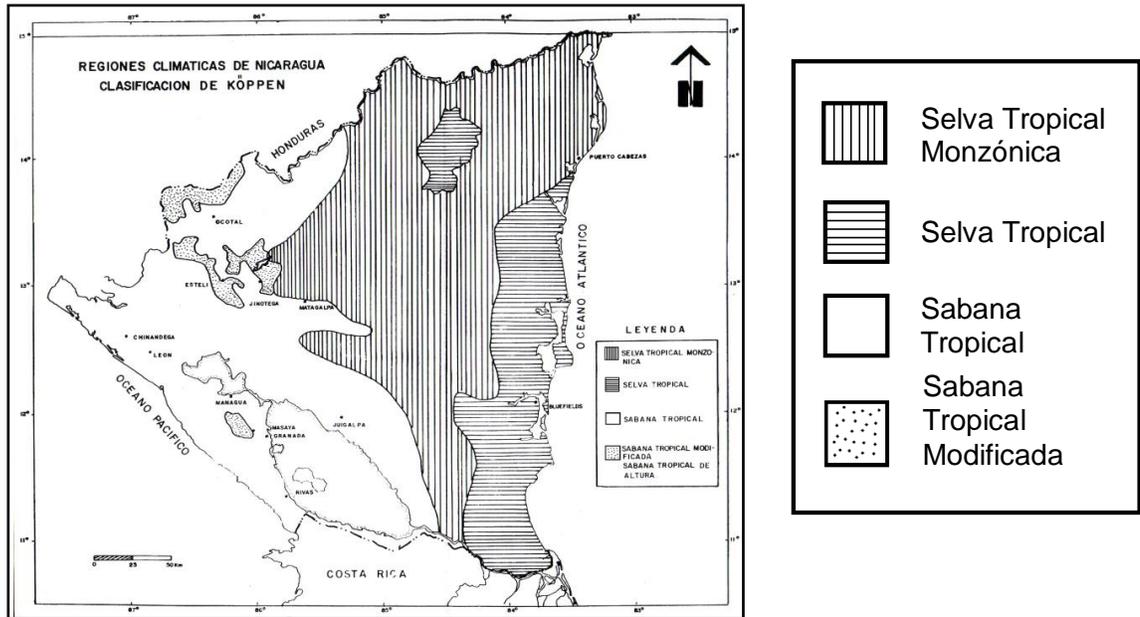


**Macrolocalización del proyecto.**

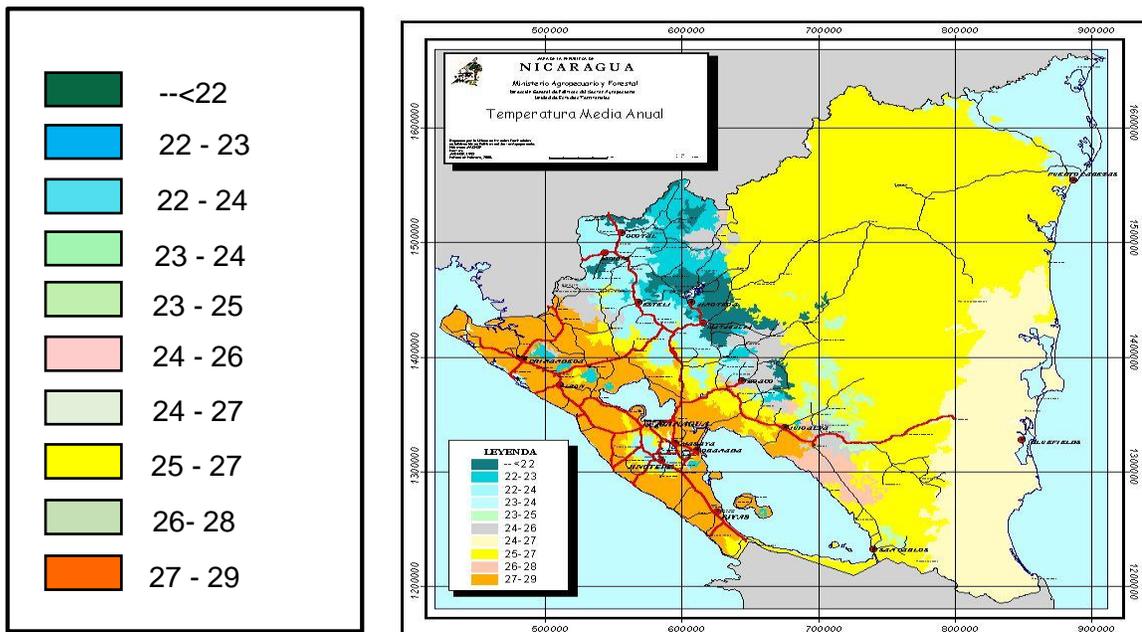
Nandaime se encuentra a unos 22 Km de la ciudad de Granada y a 57 Km de la capital Managua, esta ubicada dentro de la hoja cartográfica de escala 1:50,000 n° 2951-II en las coordenadas kilométricas 1,299.5 N y 603.4 E. y en las coordenadas geograficas 11° 75' latitud y -86° 05' longitud.



La temperatura promedio anual se reporta en 26.7 °C, con una oscilación media de 2.5 °C. El período más caluroso ocurre desde Marzo hasta Mayo y el más fresco desde Noviembre hasta Febrero. Las temperaturas medias mínimas alcanzan valores entre 22.3 y 24.5 °C y las medias máximas varían entre los 29.9 y 34.3 °C.



Mapa de Presiones climáticas de Nicaragua.



Mapa de temperaturas medias anuales de Nicaragua.

La estación pluviométrica representativa es la misma utilizada para la climatología. La precipitación media anual asciende a 1,395 mm, los meses lluviosos ocurren desde Mayo hasta Octubre, cayendo en dicho período un 92% de la lluvia media anual, el mes más lluvioso es Octubre con un valor medio de 290 mm. A partir de Diciembre hasta Abril las precipitaciones son reducidas.

Las probabilidades de precipitaciones anuales del 95% y 75% son de 820 mm y 1140 mm respectivamente.

El principal río de la zona es el Ochomogo que descarga sus aguas al Lago de Cocibolca; en la zona de Nandaime existe un sistema de drenaje con dirección Noroeste sureste y al oeste del casco urbano escurre la quebrada La Suiza, afluente secundario izquierdo del Río Ochomogo, esta quebrada es de carácter intermitente, sus caudales son altos durante la estación lluviosa; pero se reducen considerablemente en la estación seca.

### **1.4.3 Geomorfología y Geología**

#### **1.4.3.1 Geomorfología**

##### **1.4.3.1.1 Geomorfología Regional**

El área de la cuenca de agua subterránea de Nandaime – Rivas es una depresión alargada que se encuentra situada a lo largo de la costa occidental del Lago de Nicaragua o Cocibolca, extendiéndose en una longitud de 37 kilómetros, desde la ladera meridional del volcán Mombacho hasta la región de San Jorge, el área que empieza por el sur en una faja delgada de unos 8 kilómetros de ancho, llega cerca de Nandaime a alcanzar unos 18 Kilómetros, ocupando una superficie de 456 km<sup>2</sup>.

Fisiográficamente, el área ocupa una depresión que comprende una pequeña porción baja de la cordillera de los Marrabios en la provincia volcánica del pacífico y el extremo norte de las Planicies de Rivas, en el sur la depresión tiene elevaciones que varían entre 40 y 80 metros, mientras que hacia el norte llegan hasta 200 metros sobre el nivel del mar.

La Región noroccidental se caracteriza por una planicie de suave inclinación hacia el sureste, cortada por numerosas quebradas y riachuelos que forman diseños de drenaje dentrítico a pinnado.

#### **1.4.3.1.2 Geomorfología Local**

De los antecedentes geomorfológicos antes expuestos, se desprende que la zona estudiada y sus alrededores más inmediatos, son de origen predominantemente volcánico. En ella, la superficie del terreno desciende suavemente desde el sector de Monte Grande (elevación 170 msnm) ubicado al Noroeste del casco urbano de Nandaime hasta el sector de La Concepción (elevación 120 msnm) al Sureste; en el sector el casco urbano la topografía es bastante llana, el casco urbano tiene una elevación promedio de 130 msnm, Las pendientes prevalecientes son dirigidas hacia el Río Ochomogo.

#### **1.4.3.2 Geología**

##### **1.4.3.2.1 Geología Regional**

Hacia el norte y noreste del Río Ochomogo, la formación Brito se encuentra cubierta en forma discordante por la formación plio- pleistocena Las Sierras (TQps) se trata fundamentalmente de depósitos piroclásticos principalmente básicos y de textura variable según los ambientes de deposición. El Cuaternario se presenta en toda la región, afloran en forma Residual (Qr) y Coluvial (Qc), compuesto por bolones, arena, grava, limo y abundante arcilla.

##### **1.4.3.2.2 Geología Local**

La geología predominante dentro del área, se puede apreciar dos formaciones: Rocas del Grupo Las Sierras (TQps) y las rocas Cuaternarias Indiferenciadas (Q).

###### **a) Grupo Las Sierras (TQps)**

En general consiste de materiales piroclásticos cuya consolidación aumenta gradualmente en profundidad, consisten en cenizas volcánicas, lapilli, tobas líticas y principalmente aglomeraticas y algo de depósitos pumiticos.

## **b) Grupo Cuaternario Indiferenciados (Q)**

Este grupo es bastante extenso en territorio, compuesto por arcillas, limos, gravas, gravillas, arenas, aglomerados depositados en un ambiente fluvial, es muy común encontrar intercalaciones de ceniza, polvo arena y tobas los que se atribuyen a las actividades volcánicas.

### **1.4.4 Población**

Nandaime, al igual que la mayoría de las localidades del país, no cuenta con un plan de Ordenamiento territorial, ni de desarrollo urbano. Las autoridades del Municipio, no tienen control sobre el crecimiento de la trama urbana de esta localidad, hecho demostrado por la presencia de una serie de asentamientos que han venido surgiendo, hasta la fecha, como son la Quinta Santa Elena y el anexo al Javier Guerra, dos de los sectores que presentan más racionamiento.

Según las cifras del censo oficial realizado en el año 2005, el número de casas habitadas en el sector urbano ascendían a 3,291 unidades, las cuales albergaban un total de 15,866 personas, siendo el índice hacinamiento de 4.82 personas/vivienda.

El censo poblacional más actual obtenido por el (INIDE) es del año 2014, obteniendo cifras de 20,909 personas en el sector urbano, con un total de 9145 casas, siendo acá el índice de hacinamiento de 2.29 personas/vivienda y con un índice de crecimiento poblacional anual de 3.53 % entre 2005 y 2014.

Los datos de la población urbana se presentan a continuación

<b>Años</b>	<b>Población</b>	<b>Tasa de Crecimiento</b>	<b>Fuente</b>
<b>1963</b>	5,051		Censo
<b>1971</b>	5,822	1.8 %	Censo
<b>1994</b>	14,141	4.0 %	Proyecto
<b>2005</b>	15,866	1.1 %	INIDE
<b>2014</b>	20,909	3.53 %	SILAIS

La tasa promedio anual muestra un crecimiento importante hacia 1994 con respecto a 1971; la tasa de 4.0% entre 1971 y 1994, es superior al promedio departamental que se estima en 3.4% entre 1971-1989.

#### **1.4.5 Perfil Socioeconómico**

##### **1.4.5.1 Actividades Económicas**

La principal actividad económica del municipio es la agricultura, ya que predomina el cultivo de la caña de azúcar. Existen cooperativas dedicadas al cultivo de granos básicos y a la ganadería, además cuenta con un rastro municipal (matadero).

El sector Industrial tiene: Un ingenio (Empresa Azucarera de oriente), tres trillos de procesar arroz y un aserrío.

En el casco urbano la principal fuente de trabajo es el comercio. También existe un mercado municipal y 47 establecimientos entre ellos vinagreras, molinos, panaderías, bodegas, comiderias, bares y restaurantes.

La infraestructura de servicios sociales básicos incluyen: centro de salud, centros de educación primaria y secundaria, energía eléctrica, agua potable, telefonía y correos.

##### **1.4.5.2 Población Económicamente Activa**

Se tiene por población económicamente activa (PEA) a todas las personas comprendidas en la edad entre los 18 y 60 años considerados como aptas para realizar un trabajo.

Según el diagnóstico de viviendas y asentamientos humanos realizado por el INIFOM con la asistencia técnica del proyecto Nic/89/019, la población económicamente activa para el Municipio de Nandaime es de 32.5% para 1993 y su distribución por categorías ocupacionales es como sigue.

<b>Categoría Ocupacional</b>	<b>Porcentaje</b>
Trabajo asalariado	18.0 %
Trabajo cooperativista	9.9 %
Trabajo por cuenta propia	17.3 %
Trabajo temporal	21.6 %
Desempleados	33.2 %

Si consideramos el trabajo temporal como desempleo encubierto, se puede deducir que en Nandaime la tasa de desempleo, en 1993, es del orden, del 54.8%.

De acuerdo a los datos resultantes de la encuesta de hogares realizada en el área urbana, la PEA total para el Departamento de Granada al que pertenece la localidad de Nandaime es de un 45.1% para 1994.

Las fuentes de ingreso que predominan en la población empleada es la siguiente: servicios 63.8%, comercio 22.1%, agricultura 5.4%, industria 8.3%, pesca 0.4%.

La periodicidad con que se recibe el ingreso resultó ser la siguiente: 74.2% mensualmente, 11.4% quincenalmente y 14.4% semanalmente.

## **1.5 Servicios básicos**

### **1.5.1 Situación actual de los servicios de agua y alcantarillado**

#### **1.5.1.1 Agua potable**

##### **1.5.1.1.1 Organización del sistema**

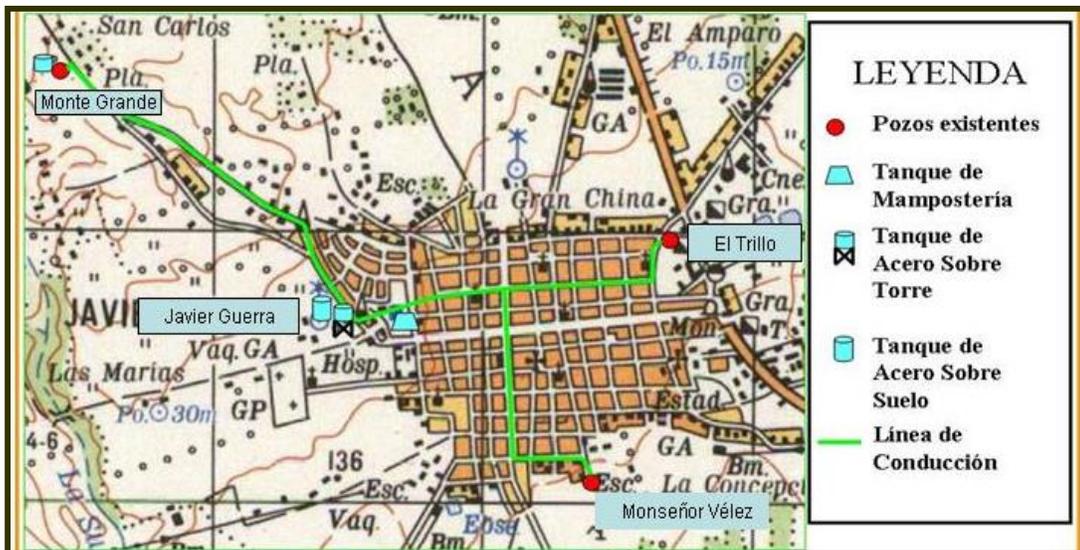
El sistema de abastecimiento de agua potable es administrado por ENACAL. El acueducto existente, mostrado en el esquema Fig. 4.6, utiliza el acuífero contenido en los depósitos aluviales y volcánicos. El agua subterránea se extrae por medio de 4 pozos perforados localizados en la parte Noroeste, Sur y Sureste de la ciudad. El caudal extraído asciende a 71.5 litros por segundo (l/s), siendo operados normalmente 12 horas por día. La configuración del sistema de agua potable es de la forma Fuente – Red – Tanque.

### 1.5.1.1.2 Fuente de agua

La fuente de abastecimiento de agua potable con qué cuenta el acueducto regional de Nandaime, es la Cuenca Hidrogeológica de Nandaime – Rivas, cerca de la base de la Meseta de Carazo, a una elevación de 140 msnm. Actualmente el agua subterránea se extrae por medio de tres pozos perforados, los cuales son: Pozo el Trillo (29 l/s), el pozo Monseñor Vélez (13,4 l/s) y el pozo Monte Grande (30 l/s). Todos los pozos tienen profundidades variables entre 91 hasta 125 m, el más profundo es el pozo El Monte Grande, que se encuentra en la cota más elevada. Estos pozos cuentan con revestimiento de acero.

La calidad del agua es generalmente buena para uso potable. El total de los sólidos disueltos varía generalmente entre 310 y 345 ppm. La dureza se mantiene siempre a bajo de 170 ppm, con un valor medio de cerca de 140 ppm; los valores de nitratos están siempre inferiores a 20 ppm. Los análisis bacteriológicos son hechos periódicamente por los laboratorios de ENACAL Granada.

#### Pozos existentes en la ciudad

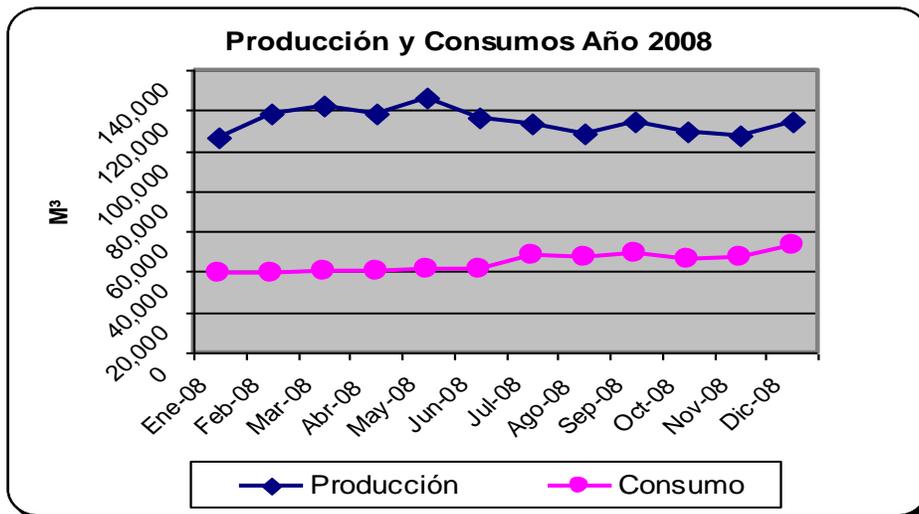


### 1.5.1.1.3 Conexiones de servicios

La filial de ENACAL de Nandaime, registra a finales del año 2008 un total de 3,189 conexiones entre activas, suspensas e inactivas, de estas 2,978 son conexiones activas las cuales representan el 93.38%. El total de conexiones directas es de 1,704, en buen estado 820 y en mal estado 454. El nivel de micromedición es bastante baja por el orden de 27.54%, esto trae como consecuencia un mayor derroche del agua por parte de estos usuarios y una baja sensible en la facturación de agua potable.

### 1.5.1.1.4 Producción y consumo

La producción de agua durante el año 2008 fue de 1 375,893 m<sup>3</sup> y el consumo de agua facturada fue de 535,455 m<sup>3</sup> que corresponde a una dotación promedio de 118 l/p-d, el volumen de agua no facturada es de 840,438 m<sup>3</sup>. Con base a estos datos el índice de agua no contabilizada es del 61.1% valor muy alto de los valores permisibles del 20-30%.



### **1.5.1.2 Alcantarillado Sanitario**

Actualmente la ciudad de Nandaime no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, confronta serios problemas de salud, principalmente enfermedades de carácter hídrico-entérico. El entorno ambiental de la ciudad se ve afectado por el estancamiento de las aguas grises en sus calles que ocasiona la proliferación por el de zancudos. Esta situación es mucho más crítica en la época de verano.

El medio común utilizado por la población es la letrina, las cuales poseen el 56% del total de las viviendas.

### **1.5.1.3 Problemática de los servicios.**

La problemática del abastecimiento de agua obedece a deficiencias en la infraestructura, a limitaciones en la operación y administración del servicio. Las principales deficiencias se identifican a continuación:

#### **En la infraestructura de Agua Potable:**

- Existencia de altos niveles de fugas y desperdicios.
- Presencia de zonas con servicio intermitente.
- Carencia de un sistema de distribución zonificado, que imposibilita la identificación del agua distribuida, consumida y desperdicio de agua.
- El Pozo Monseñor Vélez representa gran peligro debido a la cercanía con el casco urbano.
- La capacidad de almacenamiento efectivo es deficiente, debido al estado de conservación de la infraestructura.
- Los restantes elementos del acueducto (conducción y distribución, requieren ser reforzados).

#### **En la infraestructura de Alcantarillado Sanitario:**

No existe un sistema de alcantarillado sanitario por lo cual los habitantes recurren a medios alternos para la evacuación de las excretas cómo son letrinas, fosas

sépticas y otros que defecan en tierra al aire trayendo consigo la reproducción de vectores adversos para la salud pública, generándose además de los problemas de salud, un ambiente poco agradable en su aspecto, principalmente por la disposición superficial de las aguas grises.

## 1.5.2 Salud

### 1.5.2.1 Infraestructura

Los servicios de salud a la población son prestados por el MINSA a través de un centro de salud con 4 camas y 4 puestos de salud.

### 1.5.2.2 Morbilidad

De acuerdo a los datos proporcionados por el SILAIS de Granada a nivel del Municipio, de Nandaime, las enfermedades asociadas al consumo de agua continúan siendo una de las primeras cinco en 1993 y 1994.

No.	Causas	Casos/93	Casos/94
1	Era	5,913	7,889
2	Parasitosis	1,417	1,478
3	Infección vías urinarias (ivu)	1,525	1,928
4	Eda	1,443	1,604
5	Piodermatitis	407	240
	Total	10,705	13,139

La Parasitosis ocupa el segundo lugar en 1993 y 1994, las diarreas agudas ocupan el cuarto lugar en 1993 y 1994. Ambas enfermedades presentan una tendencia creciente en el último año. Asimismo se presentaron 18 casos comprobados del cólera en 1993, y 20 en 1994.

Observando a nivel nacional, las EDA se encuentran entre las principales causas de morbilidad en 1993, ocupando el segundo lugar.

### 1.5.2.3 Resultados de la Encuesta de Hogares

En el departamento de Granada los resultados de la encuesta sobre los casos de enfermedades ocurridas en las familias en los últimos seis meses (Abril/Sept./94) son: respiratorias 70.4%, diarreas 18.5%, Parasitosis 6.6%, dengue 4.4%, tifoidea 0.1%. Las asociadas al origen hídrico representan el 25% del total.

### 1.5.2.4 Mortalidad

El municipio de Nandaime reporta 73 defunciones para 1993 y 76 para 1994. Estos resultados indican una tasa de mortalidad general de 1.93 por cada 1,000 habitantes en 1993 y 2.0 en 1994.

De estas defunciones 24 corresponden a menores de 5 años en 1993 y 20 en 1994.

## 1.5.3 Educación

### 1.5.3.1 Infraestructura

El municipio de Nandaime cuenta con los niveles educativos de Preescolar, Primaria y Secundaria.

La infraestructura para el servicio educativo en 1993 es la siguiente:

Centro	Cantidad	No. Alumnos
Preescolar	20	655
Primaria	58	7,605
Secundaria	2	737
Total	80	8,997

Como podrá observarse el grupo más grande de educandos, es la educación primaria y la mayoría de los centros son estatales.

### 1.5.3.2 Nivel educativo

Según la encuesta de hogares realizada por el proyecto en el área urbana, el nivel educativo de la población y los jefes de familia del Departamento de Granada, al que pertenece la localidad de Nandaime es el siguiente:

<b>Nivel</b>	<b>Educación</b>	<b>Jefes de familia</b>
Primaria	48.9%	50.7%
Secundaria	24.5%	29.7%
Universitaria	6.9%	8.7%
Ninguna	16.7%	10.8%

El mayor nivel de instrucción encontrado en la población es la educación primaria y como podrá observarse el 10.9% no tienen ningún grado de instrucción.

En relación al nivel de escolaridad de los 347 jefes de familia encuestados 176 educación primaria, lo que equivale al 50.7%, 103 educación secundaria con 29.7%, 30 educación universitaria con 8.7% y 38 no tienen ninguna educación lo que equivale a un 10.9%.

### 1.5.4 Comunicaciones y energía eléctrica

Nandaime cuenta con caminos troncales vecinales en regular estado y caminos secundarios en mal estado.

El servicio telefónico está a cargo del Instituto de Telecomunicaciones y correo (TELCOR), con un total de 192 abonados. También cuenta con servicios de correo y telégrafo.

Cuenta con servicio de energía eléctrica con un total de 3,690 conexiones, incluyendo el alumbrado público. Este servicio está a cargo de la Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEL).

### **1.5.5 Cultura y deportes**

En el municipio existen grupos de danzas que participan en actos culturales, así como grupos de teatros. Posee una biblioteca con cobertura municipal con pocos materiales didácticos. En lo referente al deporte se cuenta con: dos estadios de béisbol, 1 estadio de fútbol, 1 cancha de voleibol y 4 canchas de baloncesto.

### **1.5.6 Servicios Municipales**

- Un cementerio municipal y siete rurales
- Un parque central y cuatro aledaños
- Un pequeño mercado que carece de suficiente espacio y un ineficiente drenaje de agua servida
- Por la carencia de un rastro, el destace (bovino, porcino) para el consumo de la población lo realizan once mataderos privados.

## **CAPITULO 2**

### **2.1 Marco teórico**

#### **2.1.1 Generalidades**

##### **2.1.1.1 Alcantarillado sanitario**

El sistema de alcantarillado sanitario consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia. De no existir estas redes de recolección de agua, se pondría en grave peligro la salud debido al riesgo de enfermedades epidemiológicas y además se causarían importantes pérdidas materiales.

##### **2.1.1.2 Sistemas de Alcantarillado Sanitario**

Los sistemas de alcantarillados se clasifican según el tipo de agua que conduzcan, y existen los siguientes:

### **a) Alcantarillado sanitario**

Es el sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas residuales domésticas, comerciales e industriales.

### **b) Alcantarillado pluvial**

Es el conjunto o sistema de obras, de rápida evacuación de la escorrentía superficial producida por la lluvia.

### **c) Alcantarillado combinado**

Es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales (domésticas, comerciales e industriales) y las aguas de lluvia.

El tipo de alcantarillado que se ha de usar depende de las características de tamaño, topográficas y condiciones económicas del proyecto. Por ejemplo, en localidades pequeñas, con determinadas condiciones topográficas, se podría pensar en un sistema de alcantarillado inicial, dejando las aguas de lluvia correr por las calzadas de las calles.

La anterior condición permite aplazar la construcción del sistema de alcantarillado pluvial hasta que el problema de las aguas residuales con las aguas de lluvia sea una consideración. El unir las aguas residuales con las aguas de lluvia, es una solución económica inicial desde el punto de vista de la recolección, pero no lo será tanto cuando se piense en la solución global de saneamiento que incluye la planta de tratamiento, ya que este caudal combinado es muy variable en cantidad y calidad.

### **2.1.1.3 Eliminación de las aguas residuales**

La reunión y concentración de los residuos líquidos de una comunidad, denominadas aguas negras o residuales, crea el problema de su evacuación, que es necesario resolver para proteger la salud y el bienestar público.

El destino final de las aguas residuales puede ser:

**a) Conducción a través del campo:**

Obliga a esparcir las aguas negras sobre la superficie del terreno, a distribuirlas bajo la superficie mediante un sistema de tubos subterráneos o descargarlos, bajo condiciones favorables, en zanjas o letrinas.

**b) Conducción a una masa de agua:**

Cuando el destino final es a una masa de agua, generalmente es necesario recurrir a algún sistema de tratamiento, según sea el caso, con el objetivo de preparar estas aguas negras para su eliminación definitiva. Las materias sólidas obtenidas como residuos del tratamiento pueden enterrarse, quemarse, sumergirse en una masa de agua o usarse para fines comerciales, como para relleno de mezclas fertilizantes.

En general puede decirse que en nuestro medio, el objetivo de someter a tratamiento las aguas negras hasta hoy, ha sido convertirlas en un residuo líquido que pueda evacuarse sin perjuicio para la salud y en ciertos casos excepcionales, evitar la contaminación en las agua de abastecimiento público.

Debe tomarse en cuenta que como el objetivo de todo tratamiento de aguas negras es producir un líquido derivado de ellas que se puede eliminar sin causar ningún perjuicio, deberá adoptarse el método más sencillo con el que pueda obtenerse este resultado, dentro de las condiciones particulares de cada caso.

**2.1.1.4 Tipos de aguas residuales**

Las aguas residuales pueden obtener diferentes nombres descriptivos según su origen o procedencia.

**a) Aguas residuales domesticas**

Son aquellas provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por sólidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), sólidos sedimentales (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos.

## **b) Aguas residuales industriales**

Se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros, y debido a su naturaleza, pueden contener además de los componentes citados anteriormente respecto a las aguas domésticas, elementos tóxicos tales como: plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.

## **c) Aguas pluviales**

Proviene de la precipitación pluvial y debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos, en zona de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos.

### **2.1.1.5 Clasificación de tuberías**

**Laterales o Iniciales:** Reciben únicamente los desagües provenientes de los domicilios.

**Secundarias:** Es aquella tubería que recibe el caudal de dos o más tuberías iniciales.

**Colector secundario:** Un colector secundario puede recibir el desagüe de dos o más tuberías secundarias.

**Colector Principal:** También conocido como red primaria, es aquella que capta el caudal de dos o más colectores secundarios.

**Emisario Final:** Transporta todo el caudal de aguas residuales o de lluvia hasta su punto de entrega, es decir hasta una planta de tratamiento o un vertedero final como puede ser un río, lago o mar. El escurrimiento de las aguas debe darse por gravedad salvo en algunos casos en donde se requiere de un equipo de bombeo para elevar el agua a una altura diferente para continuar con la descarga. A los emisores se le distinguen de los colectores debido a que no reciben descargas de conexiones adicionales durante todo su recorrido.

**Interceptor:** Es aquella tubería que como su nombre lo dice intercepta las aguas negras de los colectores y las descarga hasta un emisor o directamente en una planta de tratamiento. En dicho modelo las tuberías principales como los colectores son instaladas en zonas curvas que mantienen cierto paralelismo y poco desnivel, y estas son descargadas en una tubería paralela de mayor diámetro como lo es un interceptor.

#### **2.1.1.6 Elementos del alcantarillado**

**Albañales:** Se denomina así a los conductos que recolectan las aportaciones de aguas residuales de una casa o edificios y las entregan a la red municipal. Estos conductos se dividen en dos partes, la primera se le denomina albañal interior y es la que se localiza dentro del predio, casa o edificio.

A la segunda se le llama albañal exterior, porque se localiza del parámetro exterior de la casa o edificio al entronque con el conducto de la calle.

Al conducto o albañal exterior también se le denomina descarga domiciliar o acometida y su finalidad es transportar las aguas residuales originadas en ellos a las alcantarillas secundarias o a cualquier otra alcantarilla, excepto a otra acometida domiciliar.

**Atarjea, laterales o cabeceros:** Son las tuberías de diámetro mínimo dentro de la red, que se instalan a lo largo de los ejes de las calles de una localidad y sirven para recibir las aportaciones de los albañales o descargas domiciliarias de las casas o edificios.

**Subcolector:** Son los conductos que reciben las aportaciones de aguas residuales provenientes de las atarjeas o cabeceros y, por lo tanto, tienen un diámetro mayor. Sirven también como líneas auxiliares de los colectores. Algunos lo denominan conductos secundarios y entregan las aguas residuales al colector.

**Colector:** Es la línea o conducto que se localiza en partes bajas de la localidad. Su función es captar todas las aportaciones provenientes de subcolectores, atarjeas y descargas domiciliarias para conducir las hasta la parte final de la zona urbana donde se iniciara el emisor.

Debe preocuparse que la traza sea lo más recta posible, evitando inflexiones y vueltas. Es el conducto troncal que da el sentido del escurrimiento

**Emisor:** Es el conducto comprendido entre el final de la zona urbana de una localidad y el sitio de vertido o en su caso, planta de tratamiento.

El emisor recibe solo aportaciones de agua residuales provenientes del colector o colectores, por lo que su función es transportar la totalidad de las aguas captadas por el resto de la red de alcantarillado.

**Interceptor:** Es un conducto abierto o cerrado que intercepta o desvía las aguas pluviales, aliviando problemas que ponen en peligro a la población.

**Disposición final:** Una vez sometidas a tratamiento, quitándoles su poder nocivo, las aguas residuales se podrán verter a corrientes naturales (arroyos, ríos, lagos o mar) o en su caso usarlas para riego agrícola, riego de parques y jardines o canalizarlas hacia industrias.

## **2.1.2 Criterios de Diseño**

### **2.1.2.1 Periodo de diseño**

El periodo de diseño se estimó en base a factores que inciden en la capacidad y buen funcionamiento del sistema, cumpliendo los parámetros bajo los cuales será diseñado.

Los parámetros de mayor relevancia en la definición del periodo de diseño son la población a ser atendida a lo largo del periodo y la longevidad de sus componentes.

### **2.1.2.2 Determinación de la población futura**

Existen tres parámetros para determinar la población futura:

- Conocer la población actual.
- Ritmo de crecimiento histórico
- Nivel socioeconómico.

### **2.1.2.3 Proyección de Población.**

Para la determinación de la población futura, se empleó el método de proyección geométrico, ya que es el método más aplicable para poblaciones que poseen una tasa fija de crecimiento y no han alcanzado su desarrollo.

Se recomienda usar las siguientes tasas en base al crecimiento histórico según normas de INAA.<sup>3</sup>

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:
  - a. Mayor del 4%, la población se proyectará en base al 4%, de crecimiento anual.
  - b. Menor del 2.5%, la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5%.
  - c. No menor del 2.5%, ni mayor del 4%, la proyección final se hará basada en el promedio obtenido.

---

<sup>3</sup> Apéndice 2.3.2 Guía técnica INAA

La tasa de crecimiento se determinara mediante la ecuación:

$$r(\%) = \left[ \frac{P_n}{P_0} \right]^{\frac{1}{n}} - 1$$

$$P_n = P_0 * (1 + r\%)^n$$

$r(\%)$  = Tasa de crecimiento geométrico

$P_n$  = Población futura a los n años

$P_0$  = Población inicial

n = Número de años

Tomando en cuenta que esta debe estar comprendida en el rango de:

$$2.5 \leq r(\%) \leq 4$$

### 2.1.3 Estructuras conexas de una red de alcantarillado

#### 2.1.3.1 Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de Alcantarillado, se utilizan para la unión de dos o más tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente, así como para las ampliaciones o reparaciones de las tuberías incidentes (de diferente material o tecnología.) Los pozos de visita pueden ser prefabricados o contruidos en sitio de la obra.

#### 2.1.3.2 Distancia máxima entre pozos

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

<b>1.Con equipo técnicamente avanzado</b>	
Diámetro (mm)	Separación máxima (m)
150 a 400	150
450 a mayores	200

<b>1. Con equipo tradicional</b>	
Diámetro (mm)	Separación máxima (m)
150 a 400	100
450 a mayores	120

### **2.1.3.3 Pozos de visita de caída**

Son estructuras que se utilizan para absorber un desnivel entre la unión de dos tuberías con el fin de ahorrar excavación o de disminuir una pendiente en la tubería para no rebasar la velocidad máxima permitida. Según INAA, estos se usaran cuando el fondo de la alcantarilla entrante este a más de 60 cm por encima del fondo del pozo de visita.

### **2.1.3.4 Materiales de las tuberías**

Generalmente para la construcción de los sistemas de alcantarillados se emplean los siguientes materiales para las tuberías: Concreto simple o reforzado, arcilla vitrificada, fierro fundido, asbesto cemento y plástico.

#### **2.1.3.4.1 Tuberías de concreto**

Es el material más utilizado para la construcción de tuberías, esto debido a que cumple con las cualidades mecánicas, químicas y estáticas necesarias. A su vez este tipo de tuberías pueden ser impermeables, anticorrosivas, anti erosivas y resultan económicas y de fácil instalación. Por último, su coeficiente de rugosidad cumple con los requisitos para un escurrimiento hidráulico adecuado.

#### **2.1.3.4.2 Tuberías de arcilla vitrificada**

Dichas tuberías están fabricadas mediante la mezcla de arcilla y agua, al estar compuestas de sílice este forma una masa vidriosa la cual le provee al material una alta resistencia.

Esto a su vez permite la alta resistencia a la corrosión, por lo cual no se requiere de un revestimiento adicional contra ácidos y gases contenidos en las aguas residuales; así mismo la baja rugosidad interior de la tubería permite una mayor capacidad de escurrimiento.

#### **2.1.3.4.3 Tuberías de hierro fundido**

Este tipo de tuberías es normalmente utilizado para proyectos especiales en donde se requiere de una elevada resistencia mecánica y estática, así como de una impermeabilidad completa. Su fabricación es muy costosa, por lo que normalmente no es utilizada; sin embargo, su utilización es recomendable en el cruce de vías férreas, en la construcción de sifones y en tuberías de impulsión de bombeo lugares en donde los conductos deben de trabajar bajo presión.

#### **2.1.3.4.4 Tuberías de asbesto cemento**

Este tipo de tuberías son fabricadas con una mezcla de fibras de asbesto y cemento portland, libre de materia orgánica, con o sin adición de sílice y agua. El empleo de estas tuberías se da cuando se exige que la flexibilidad e impermeabilidad de las tuberías sea alta.

#### **2.1.3.4.5 Tuberías de Plástico**

Dichas tuberías son fabricadas utilizando como principal materia prima materiales termoplásticos, conocidos normalmente como polímeros de cloruro y vinilo (PVC) y se obtienen mediante el proceso de extrusión a alta presión. A su vez las tuberías de PVC poseen grandes ventajas como resistencia química, hermeticidad, ligereza, impermeabilidad, pared interior lisa, larga vida útil, etc. lo cual permite que sean utilizadas en los alcantarillados con iguales condiciones de pendiente y diámetros requeridos.

### **2.1.4 Principales problemas de un sistema de alcantarillado**

Los problemas más frecuentes que se pueden encontrar dentro de la totalidad de una tubería que conforma un sistema de alcantarillado están dados por obstrucciones, pérdida de capacidad, roturas y malos olores.

Dichas obstrucciones se producen cuando un tramo de colector es taponado por algún objeto o por la acumulación de sólidos que impiden de forma total o parcial el normal flujo de las aguas dentro de los desagües, y generan como consecuencia el represamiento de los mismos. Estas se dan generalmente por el arrojamiento de materiales por la boca de los buzones (PVS) los cuales pueden

encontrarse sin tapa o con las tapas deterioradas (rotas) o por la sedimentación que ocurre por la poca velocidad de arrastre dentro del tubo.

Cada uno de estos problemas ha sido ocasionado por diferentes causas, las cuales serán detalladas a continuación:

#### **2.1.4.1 Obstrucciones**

Estas están dadas por una constante acumulación de grasas, trapos, plásticos, vidrios, raíces, arenas y piedras.

**Grasas:** Las obstrucciones por grasa se producen normalmente en zonas aledañas a mercados y restaurantes en donde las grasas ingresan a las alcantarillas y se endurecen formando tacos dentro de la tubería.

**Trapos, plásticos y vidrios:** Se presentan en las zonas en donde hacen un mal uso del alcantarillado, y estos obstruyen las tuberías.

**Raíces:** Se presentan en las zonas en donde el alcantarillado está situado en zonas de áreas verdes con árboles.

**Arenas y Piedras:** Se da en las calles en donde las redes están ubicadas en zonas de tierra en donde la falta de tapas o tuberías rotas ocasionan que la tierra ingrese a la alcantarilla.

#### **2.1.4.2 Pérdida de Capacidad**

Es una consecuencia de la formación de una capa de sedimentos en el interior de la tubería, las cuales se dan en su mayoría en tramos en donde existe baja pendiente o en donde la velocidad del flujo de las agua es bajo.

#### **Roturas**

Las principales causas del quiebre de las tuberías son:

**Soporte Inapropiado del tubo:** Se produce al colocar una tubería sobre un determinado material el cual puede afectar la estructura externa del tubo.

Por ejemplo, si se coloca la tubería sobre un fondo rocoso con el tiempo la tubería fallara.

**Fallas debido a cargas vivas:** Cuando se coloca una tubería en una zona en donde por el normal funcionamiento de la vía y la exposición a cargas pesadas la tubería se daña.

**Movimiento del suelo:** Son rupturas generadas por sismos.

**Daños causados por otras instituciones:** Se produce cuando una compañía, por ejemplo la compañía de electricidad, realiza excavaciones afectando las tuberías de alcantarillado.

**Raíces:** Cuando las raíces de los árboles generan presión sobre el tubo ocasionando el quiebre de la tubería.

#### **2.1.4.3 Vandalismo**

Estos se presentan cuando por actos de vandalismo se sustraen las tapas de los buzones, por lo que estos quedan abiertos, ocasionando obstrucciones por un mal manejo.

#### **2.1.4.4 Conexiones Cruzadas con pluviales**

Cuando por conexiones clandestinas se unen las tuberías sanitarias con las pluviales ocasionando el rebalzo de estas aguas.

#### **2.1.4.5 Consecuencias**

Debido a la presencia de estos problemas que ocasionan la reducción del diámetro interno de la tubería o la ruptura de la misma, se presentan algunas consecuencias, como los represamientos, aniegos, atoros, filtraciones y colapsos, lo que pone en peligro la salud humana y el medio ambiente, debido a que se pueden generar epidemias de roedores y enfermedades dermatológicas e infecto contagiosas en la población.

### **2.1.5 Tipos de Intervención del Mantenimiento de una red**

Se conoce como mantenimiento al conjunto de acciones que se realizan en el interior de las instalaciones y equipos de manera que se puedan prevenir posibles daños o para reparar los mismos, cuando estos ya se hayan producido, esto con el fin de asegurar el buen funcionamiento de un sistema.

En cuanto al mantenimiento de los sistemas de alcantarillado, se debe tener en cuenta que la limpieza e inspección de sus componentes es fundamental para permitir el óptimo funcionamiento y a su vez evitar los sobre-costos que se producen por la inoperatividad de los sistemas; así como por los arreglos y reparaciones que deben ser efectuadas.

Es así que entre los tipos de intervenciones para la ejecución de los mantenimientos al sistema se tienen el predictivo, preventivo y correctivo. A continuación se explicaran cada uno de los tipos de mantenimiento aplicados:

#### **2.1.5.1 Mantenimiento Predictivo**

Es aquel que busca identificar y establecer los puntos críticos o de riesgo en donde un desarreglo inoportuno podría alterar el normal funcionamiento del sistema, donde a su vez se definen las medidas para evitar posibles problemas.

#### **2.1.5.2 Mantenimiento Preventivo**

Es el que permite identificar posibles fallas existentes en el sistema, antes de que estas sucedan, así como también aumentar la vida útil de sus componentes, con el fin de lograr ahorros de dinero en temas de reparación.

El desarrollo del mantenimiento preventivo debe ser programado de forma calendarizada en todas y cada una de las acciones que deben ser realizadas, es por esta razón que permite un gran economía en las empresas.

Al mismo tiempo dicho mantenimiento debe realizarse de manera obligatoria en todos los sistemas, ya que de esta forma se podrá garantizar el buen funcionamiento de los sistemas a través del paso del tiempo.

### 2.1.5.3 Mantenimiento Correctivo

Consiste en las actividades que se deben ejecutar para restituir el funcionamiento de una parte o de todo el sistema, como consecuencia de la ocurrencia de una falla.

Este se debe de dar en los siguientes casos: cuando se presenten atoros en donde se realizará la eliminación de los obstáculos o elementos extraños en los colectores mediante el empleo de varillas de desatoro o agua a presión a través de las bocas de inspección de los buzones.

Debido a que los daños y las fallas en las instalaciones y equipos son de naturaleza variada, y pueden ocurrir inesperadamente y sin previo aviso, el mantenimiento correctivo no puede ser programado y la política que debe ser utilizada es estar preparado para enfrentar dicha situación de emergencia, disponiendo de los recursos necesarios para reaccionar de forma inmediata.

### 2.1.6 Características de las aguas residuales

Existen caracterizaciones típicas de aguas residuales, las cuales son de gran interés como referencia de los parámetros de importancia por analizar y de su magnitud; pero hay que recordar que cada agua residual es única en sus características y que en lo posible, los parámetros de contaminación deben evaluarse en el laboratorio para cada agua residual específica.

Se presentan características físicas con sus procedencias:

**Color:** Agua residuales domesticas e industriales, degradación natural de materia orgánica.

**Olor:** Agua residual en descomposición, residuos industriales.

**Solidos:** Agua de suministro, aguas residuales domesticas e industriales, erosión del suelo, infiltración y conexiones incontroladas.

**Temperatura:** Aguas residuales domesticas e industriales.

Características Químicas con sus procedencias:

**Orgánicos carbohidratos:** Agua residuales domésticas, industriales y comerciales.

**Compuestos orgánicos volátiles:** Agua residuales domésticas, industriales y comerciales.

**Alcalinidad:** Agua residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea.

**Cloruros:** Agua residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea.

**Metales pesados:** Vertidos industriales

**Nitrógeno:** Residuos agrícolas y aguas residuales domésticas.

**PH:** Agua residuales domésticas, industriales y comerciales.

**Oxígeno:** Agua de suministro, infiltración de agua superficial.

Las tablas siguientes resumen valores promedios de las características de contaminación más importantes evaluadas en aguas residuales de algunas localidades del país.

#### Composición típica de las aguas residuales de la ciudad Managua

Parámetros	Magnitud
Solidos totales	636 mg/L
Solidos disueltos	448 mg/L
Solidos suspendidos	188 mg/L
Solidos sedimentables	51 mg/L
DBO	306 mg/L
DQO	614 mg/L
Nitrógeno total	234 mg/L

Nitrógeno orgánico	136 mg/L
Nitrógeno amoniacal	103 mg/L
Nitritos	0.06 mg/L
Nitratos	0.05 mg/L
Fosforo total	31 mg/L
Cloruros	56.76 mg/L

### Composición típica de las aguas residuales de la ciudad de León

Parámetros	Magnitud
Solidos totales	685 mg/L
Solidos suspendidos	252 mg/L
DBO	292 mg/L
DQO	461 mg/L
Nitrógeno total	25 mg/L
Nitrógeno orgánico	15 mg/L
Nitrógeno amoniacal	13 mg/L
Nitritos	0.08 mg/L
Nitratos	0.53 mg/L
PH	6.9

### Composición Típica de las Aguas Residuales de Jinotepe.

Parámetros	Magnitud Mg/L
PH	7.1 Mg/L
DQO	761 Mg/L
DBO5	298 Mg/L
Solidos sedimentables	5.1 Mg/L
Solidos suspendidos	505 Mg/L
Grasas y aceites	125 Mg/L
Coliformes fecales	3.30E+07 Mg/L

### **2.1.7 Estudios básicos para diseño de alcantarillado sanitario**

Antes de iniciar el diseño de un sistema de alcantarillado, el proyectista deberá tener un buen conocimiento del área donde se pretende implantar el sistema, por consiguiente es necesario proceder con una investigación, de todas las condiciones que puedan significar aporte de datos para un diseño equilibrado, de costo razonable y capaz de llenar las necesidades bases de la obra que se desea construir.

Los estudios básicos deberán incluir los siguientes: Geológicos, geotécnicos, sanitarios, hidrológicos, obras existentes, topográficos y misceláneos

#### **2.1.7.1 Estudios geológicos.**

Estos estudios comprenderán básicamente: Ubicación de fallas geológicas. Situación y clase de canteras, minas de arena y arcilla; deben analizarse muestras de las últimas para fijar posteriormente la calidad de los materiales. Características geológicas de las capas superficiales mediante perforaciones con el objeto de determinar costos de movimiento de tierra.

#### **2.1.7.2 Estudios geotécnicos**

Estos estudios deberán incluir la determinación de las siguientes características de los suelos: Tipo de suelo, granulometría, módulo de elasticidad, valor soporte, límites de Atterberg, ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico.

#### **2.1.7.3 Estudios sanitarios**

Debe realizarse un reconocimiento sanitario del lugar. A los cursos de agua, se les deberá determinar, oxígeno disuelto, constante de reaireación y desoxigenación, para verificar si son capaces de soportar las demandas bioquímicas de oxígeno de las aguas usadas. Cantidad y resistencia de las aguas residuales municipales a ser transportadas

#### **2.1.7.4 Estudios topográficos**

Una vez reconocida el área perimetral de la población y preseleccionados los sitios convenientes para estaciones de bombeo, planta de tratamiento y lugar para

descarga de las aguas residuales, se procederá a efectuar los levantamientos topográficos de conjunto.

Básicamente, estos levantamientos deben dar una perfecta idea de conjunto y tener detalles suficientes para una ejecución posterior bien ubicada.

El proyectista deberá utilizar como punto de partida de cualquier levantamiento topográfico a realizar, la Red Geodésica Nacional, tanto en el levantamiento planimétrico como altimétrico y deberá cumplir con las recomendaciones que al respecto indique el INETER.

El levantamiento topográfico se deberá amarrar a la Red Geodésica Nacional de por lo menos dos puntos o mojones aprobados por INETER, convenientemente referenciados y protegidos de tal manera que pueda reconstruirse a partir de ellos el levantamiento de campo realizado, presentándose los resultados en coordenadas UTM (Control Geodésico de la Red Nacional).

Los levantamientos topográficos para realizar el diseño correspondiente deberán cumplir con los requisitos de precisión, cierre y metodología que se indican a continuación:

- El levantamiento altimétrico deberá referenciarse obligadamente a un BM Geodésico. Se harán estacionamientos no mayores de 20 m y se tomarán todos los accidentes que se presenten entre estos estacionamientos, tales como cauces, depresiones, cunetas, alcantarillas y otras tuberías existentes, etc.
- Se deberá conformar al menos una poligonal cerrada de manera que se logre comprobar el cierre.
- La precisión lineal no deberá ser menor de  $1/3000$ . En el caso de poligonales cerradas el error angular **Ea** deberá ser igual o menor de  $n^{1/2}$  siendo **n** el número de ángulos del polígono y **Ea** expresado en segundos sexagesimales.
- En lugares convenientemente ubicados que garanticen su conservación, se colocarán mojones que permitan el replanteo del polígono, éstos

deberán colocarse antes del inicio de las mediciones y no se permitirá su colocación posterior al levantamiento. Los mojones consistirán en un cilindro de concreto simple de 0.10 m de diámetro y 0.80 m de largo con una varilla de acero de  $\frac{3}{4}$ " en el centro, sobre saliendo de la superficie del suelo 0.05 m.

- El error de cierre en nivelación **En** deberá ser igual o menor que  $30(L)^{\frac{1}{2}}$  siendo L la longitud nivelada en km. y **En** expresado en mm.
- Las curvas de nivel tendrán un intervalo de 0.50 m a 1.00 m y en terreno accidentado el intervalo será mayor.
- A los predios para estaciones de bombeo, planta de tratamiento, etc, se les deberá efectuar, además de los levantamientos topográficos requeridos, una descripción detallada de los mismos.

#### **2.1.7.5 Estudios misceláneos**

Estos comprenden la recolección de datos complementarios a los ya obtenidos en la investigación de cada uno de los numerales antes indicados. Estos datos comprenderán esencialmente:

- **Climatología:** Su influencia en los consumos de agua de la localidad, temperatura, humedad relativa del aire, influencia de los vientos.
- **Economía:** Posibilidades de desarrollo por influencias no ocurridas hasta el momento de estos estudios: nuevas vías de comunicación proyectadas o en ejecución; nuevas fuentes productivas de recursos naturales; establecimientos de industrias y aún el establecimiento del sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado sanitario.
- **Corrientes migratorias:** Estadísticas sobre emigración e inmigración en la región y su influencia en la población futura.
- **Estadísticas vitales:** Índice de mortalidad y nacimientos.

- **Condiciones de transporte y costo de vida:** Estos datos serán de gran utilidad en la elaboración de presupuestos y planes de ejecución de las obras.

## **2.1.8 Información básica para emprender un proyecto de alcantarillado**

### **2.1.8.1 Notas Generales**

Para el diseño de un Sistema de Alcantarillado Sanitario y Tratamiento de Aguas Residuales, se requiere de una serie de criterios que sirvan de guía al Diseñador, para obtener como resultado un proyecto sin complejidades, a un costo razonable y fácil de operar y conservar.

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

Es aconsejable efectuar un estudio, lo más completo posible de la zona en cuestión, solo para obtener datos necesarios para el proyecto y posterior construcción, sino también para obtener un conocimiento de las condiciones locales antes de iniciar la fase de construcción.

Al comienzo de los trabajos deben de conseguirse todos los mapas y planos de la zona de estudio. Normalmente, esta información está disponible en las oficinas municipales, organismos regionales de planificación.

### **2.1.8.2 Trabajo de campo**

Si no se dispone de planos adecuados, será preciso proceder a su levantamiento. El grado de precisión requerido depende de las características del proyecto. Los trabajos topográficos deben incluir la situación de calle, líneas de ferrocarril, parques públicos, estanques, ríos, desagües y drenaje y todos los detalles y estructuras que pueden influir o quedar afectados por la red de alcantarillado.

Deberá establecerse un sistema preciso completo y permanente de niveles de referencia en toda la zona servida por la red de alcantarillado de proyecto. Se levantarán perfiles longitudinales de todas las calles y si las pendientes existentes

y las establecidas fueran diferentes, será necesario obtener mayor información sobre las últimas. Otras veces será necesario hacer un levantamiento para obtener un plano de curvas de nivel de separación variable según la configuración del terreno.

Por lo general, es suficiente con disponer de las cotas de la superficie de las calles en los puntos de intersección, los puntos altos y bajos y en los cambios de rasantes, razón por lo cual no es necesario disponer de curvas de nivel.

La información sobre estructuras e instalaciones existentes deberá incluir:

- a. Alturas de los durmientes de los edificios y profundidades de sus cimentaciones.
- b. Tipo, edad y estado de los pavimentos de las calles en las que se vaya a construir alcantarillas.
- c. Situación de las conducciones de agua, electricidad y otros servicios subterráneos.
- d. Situación de capa freática y, en caso de existencia de puntos bajos o depresiones de terreno, es recomendable excavar catas (sondeos manuales) para conocer las características de la capa.
- e. Conocimiento de las características de suelo en que se van a construir las alcantarillas, con el fin de estimar los costos de excavación. Los ensayos con penetrómetros a intervalos de 1.5 m y en cada cambio de tipo de suelo y a una profundidad del orden de 1.5 m por debajo del fondo estimado de las excavaciones o hasta cuando se produzca el rechazo cuando se emplean medios de perforación convencional.
- f. Otra información de importancia incluye los salarios de la mano de obra local, tanto especializada como no especializada, costos de construcción de otras obras similares y las de alquiler de equipos mecánicos y precios de transporte.

### **2.1.8.3 Preparación de planos y perfiles**

La preparación de planos y perfiles preliminares deberá comenzar tan pronto como sea posible durante la ejecución de los trabajos de campo. Por lo general, los planos a escala 1:2500 son suficientes para mostrar los datos al nivel de detalle necesario para el anteproyecto, pero cuando existan muchas estructuras subterráneas se pueden precisar escalas de 1:500 o menores.

En los perfiles longitudinales, deben señalarse las cotas de los ejes de las calles a distancias de 15 m aproximadamente y en todos los puntos en que haya cambios bruscos de la pendiente. Las curvas de nivel, cuando estén disponible, deberán representarse con separación de 0.5 m. Deberán señalarse los puntos altos de las calles y los puntos bajos o depresiones, dando sus cotas al centímetro. Antes de efectuárselos cálculos correspondientes se prepararan las hojas de los perfiles longitudinales mostrando la superficie del terreno a lo largo del cual se ha trazar la alcantarilla.

### **2.1.9 Tratamiento de aguas residuales**

Se puede definir el agua residual como la combinación de residuos líquidos procedentes tanto de residencias como de instituciones públicas y establecimientos industriales y comerciales a los que pueden agregarse, eventualmente, aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

En la medida en que se vaya presentando acumulación y estancamiento del agua residual pueden generarse gases de mal olor debido a la descomposición orgánica que ésta posee; además es importante anotar que en el agua residual hay existencia de numerosos microorganismos patógenos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal humano o que pueden estar en ciertos residuos industriales. Pero no todo es negativo, las aguas residuales contienen nutrientes que en gran parte ayudan al crecimiento de plantas acuáticas.

### **2.1.9.1 Tipos de tratamientos**

Aquellos métodos de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos se conocen como operaciones unitarias, mientras que aquellos métodos en los que la eliminación de los contaminantes se realiza con base en procesos químicos o biológicos se conocen como procesos unitarios.

Al referirse a operaciones y procesos unitarios es porque se agrupan entre sí para constituir los tratamientos primario, secundario y terciario.

#### **2.1.9.1.1 Tratamientos preliminares**

Aunque no reflejan un proceso en sí, sirven para aumentar la efectividad de los tratamientos primarios, secundarios y terciarios. Las aguas residuales que fluyen desde los alcantarillados a las plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR), son muy variables en su flujo y contienen gran cantidad de objetos, en muchos casos voluminosos y abrasivos, que por ningún motivo deben llegar a las diferentes unidades donde se realizan los tratamientos y deben ser removidos. Para esto son utilizados los tamices, las rejillas, los microfiltros, etc.

**Tamizado:** Los tamices autolimpiantes están contruidos con mallas dispuestas en una inclinación particular que deja atravesar el agua y obliga a deslizarse a la materia sólida retenida hasta caer fuera de la malla por sí sola.

- Los tamices estáticos de malla en sección de cuña se fabrican con abertura entre 0.2 y 1.2 mm y para caudales entre 400 y 1200 L/m<sup>2</sup>.min de superficie de tamiz, con pérdidas de carga entre 1.2 y 2.1 m

- Los tamices de tambor están disponibles en diversos tamaños, con diámetros variables entre 0.9 y 1.5 m y longitudes desde 1.2 a 3.7 m. Las pérdidas de cargas pueden oscilar entre 0.8 y 1.4 m.

**Rejillas:** Se utilizan para separar objetos de tamaño más importante que el de simples partículas que son arrastrados por la corriente de agua. Se utilizan solamente en desbastes previos. El objetivo es proteger los equipos mecánicos e instalaciones posteriores que podrían ser dañados u obstruidos con perjuicio de

los procesos que tuviesen lugar. Se construyen con barras metálicas de 6 o más mm de espesor, dispuestas paralelamente y espaciadas de 10 a 100 mm. Se limpian mediante rastrillos que pueden ser manejados manualmente o accionados automáticamente.

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.

- Las barras de la rejilla no deberán ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad.

- El canal donde se ubica la rejilla deberá ser recto, de fondo horizontal o con una pequeña pendiente hacia la rejilla y perpendicular a ésta.

### Información Típica para el Diseño de Rejillas de Barras.

Parámetro	Limpieza Manual	Limpieza Mecánica
<b>Sección recta de la barra:</b>		
Anchura (mm)	5 – 15	5 – 15
Profundidad (mm)	25 – 37.5	25 – 37.5
Separación entre barras (mm)	25 – 50	15 – 75
Angulo con la vertical (grados)	30 – 45	0 – 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.30 – 0.60	0.60 – 1.10
Perdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

### Perdida en rejillas

La pérdida de energía a través de la rejilla es función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las barras.

Estas pérdidas, en una rejilla limpia se determinarán aplicando la ecuación de Kirschmer:

$$h = \beta \frac{w^{4/3}}{b} hv \operatorname{sen} \theta$$

donde:

$h$ = pérdida de carga, m

$\beta$ = factor de forma de las barras

$w$ = profundidad de la barra, m

$b$ = separación mínima entre barras, m

$hv$ = energía de velocidad de flujo de aproximación, m

$\theta$ = ángulo de la rejilla con la horizontal

#### Valores de $\beta$ de Kirschmer.

Tipo de barra	$\beta$
Rectangular con aristas vivas	2.42
Rectangular con la cara aguas arriba semicircular	1.83
Rectangular con la cara aguas arriba y semicircular	1.67
Circular	1.79

**Desarenadores:** Tiene por objeto separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. El desarenado se refiere normalmente a la remoción de las partículas superiores a 0,2 mm.

Se deberán ubicar antes de todas las demás unidades de tratamiento, si con ello se facilita la operación de las demás etapas del proceso.

Sin embargo la instalación de rejillas, antes del desarenador, también facilita la remoción de arena y la limpieza de los canales de desarenado. Se deben de proveer un mínimo de dos unidades.

Deberán emplearse desarenadores cuando sea necesario cumplir con lo siguiente:

- Protección de equipos mecánicos contra la abrasión.
- Reducción de la formación depósitos pesados en tuberías, conductos y canales.
- Reducción de la frecuencia de limpieza de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos.
- Minimizar las pérdidas de volumen en tanques de tratamiento biológico.

Existen dos tipos generales de desarenadores: **de flujo horizontal y aireado**.

**Los desarenadores de flujo horizontal:** Para aguas residuales, se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 30 cm/s. Dicha velocidad permite el transporte de la mayor parte de partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a resuspender 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.

**Los desarenadores aireados:** Se suelen diseñar para eliminar partículas de 0.20 mm o superior, con tiempos de retención entre 2 y 5 min en condiciones de caudal punta. La sección transversal del canal es semejante a la de los tanques de aireación de lodos activados de circulación espiral, exceptuando de que se incluye un canal de recogida de arenas de unos 0.90 de profundidad, con paredes laterales muy inclinadas, que se ubica a lo largo de un lateral del depósito, bajo

los difusores de aire. Los difusores se sitúan entre 0.45 y 0.60 m por encima de la base normal del tanque.

El diseño del desarenador se realiza en base al análisis de los fenómenos de sedimentación de partículas granuladas no floculantes las cuales sedimentan independientemente unas de otras, no existiendo interacción significativa entre las más próximas.

El estudio de las velocidades de sedimentación se puede realizar utilizando las fórmulas de Stokes (en régimen laminar), de Newton (en régimen turbulento) de Allen (en régimen transitorio). Deben aplicarse algunas correcciones para tener en cuenta:

- La forma de las partículas (factor esfericidad)
- La concentración de sólidos en suspensión
- La velocidad de flujo horizontal
- La temperatura del agua residual

En la práctica se pueden tomar como base los datos válidos en sedimentación libre para, partículas de arena de densidad 2,65, temperatura del agua de 15,5°C y eliminación del 90%.

<b>Diámetro de las partículas eliminadas</b>	<b>Velocidad de sedimentación</b>
0.150 mm	40 – 50 m/h
0.200 mm	65 – 75 m/h
0.250 mm	85 – 95 m/h
0.300 mm	105 – 120 m/h

Si el peso de la arena es sustancialmente menor de 2,65 deben usarse velocidades de sedimentación inferiores a las expuestas en el cuadro anterior.

**Microfiltración:** Los microfiltros trabajan a baja carga, con muy poco desnivel, y están basados en una pantalla giratoria de acero o material plástico a través de la cual circula el agua. Las partículas sólidas quedan retenidas en la superficie

interior del microfiltro que dispone de un sistema de lavado continuo para mantener las mallas limpias.

Se han utilizado eficazmente para separar algas de aguas superficiales y como tratamiento terciario en la depuración de aguas residuales. Según la aplicación se selecciona el tamaño de malla indicado. Con mallas de acero pueden tener luces del orden de 30 micras y con mallas de poliéster se consiguen buenos rendimientos con tamaños de hasta 6 micras.

#### **2.1.9.1.2 Tratamientos Primarios**

El principal objetivo es el de remover aquellos contaminantes que pueden sedimentar, como por ejemplo los sólidos sedimentables y algunos suspendidos o aquellos que pueden flotar como las grasas. El tratamiento primario presenta diferentes alternativas según la configuración general y el tipo de tratamiento que se haya adoptado.

Se puede hablar de una sedimentación primaria como último tratamiento o precediendo un tratamiento biológico, de una coagulación cuando se opta por tratamientos de tipo físico-químico.

**-Sedimentación primaria:** Se realiza en tanques ya sean rectangulares o cilíndricos en donde se remueve de un 60 a 65% de los sólidos sedimentables y de 30 a 35% de los sólidos suspendidos en las aguas residuales.

En la sedimentación primaria el proceso es de tipo floculento y los lodos producidos están conformados por partículas orgánicas. Un tanque de sedimentación primaria tiene profundidades que oscilan entre 3 y 4m y tiempos de detención entre 2 y 3 horas. En estos tanques el agua residual es sometida a condiciones de reposo para facilitar la sedimentación de los sólidos sedimentables.

El porcentaje de partículas sedimentadas puede aumentarse con tiempos de detención más altos, aunque se sacrifica eficiencia y economía en el proceso; las

grasas y espumas que se forman sobre la superficie del sedimentador primario son removidas por medio de rastrillos que ejecutan un barrido superficial continuo.

**- Precipitación química–coagulación:** La coagulación en el tratamiento de las aguas residuales es un proceso de precipitación química en donde se agregan compuestos químicos con el fin de remover los sólidos. El uso de la coagulación ha despertado interés sobre todo como tratamiento terciario y con el fin de remover fósforo, color, turbiedad y otros compuestos orgánicos.

### **2.1.9.1.3 Tratamientos secundarios**

El tratamiento secundario intenta reproducir los fenómenos naturales de estabilización de la materia orgánica, que ocurre en el cuerpo receptor. La ventaja es que en ese proceso el fenómeno se realiza con más velocidad para facilitar la descomposición de los contaminantes orgánicos en períodos cortos de tiempo. Un tratamiento secundario remueve aproximadamente 85% de la DBO y los SS aunque no remueve cantidades significativas de nitrógeno, fósforo, metales pesados, demanda química de oxígeno (DQO) y bacterias patógenas.

Además de la materia orgánica se va a presentar gran cantidad de microorganismos como bacterias, hongos, protozoos, rotíferos, etc. que entran en estrecho contacto con la materia orgánica la cual es utilizada como su alimento. Los microorganismos convierten la materia orgánica biológicamente degradable en CO<sub>2</sub> y H<sub>2</sub>O y nuevo material celular.

Para llevar a efecto el proceso anterior se usan varios mecanismos tales como: lodos activados, biodisco, lagunaje, filtro biológico.

**1. Lodos activados:** Es un tratamiento de tipo biológico en el cual una mezcla de agua residual y lodos biológicos es agitada y aireada. Los lodos biológicos producidos son separados y un porcentaje de ellos devueltos al tanque de aireación en la cantidad que sea necesaria. En este sistema las bacterias utilizan el oxígeno suministrado artificialmente para desdoblar los compuestos orgánicos que a su vez son utilizados para su crecimiento.

A medida que los microorganismos van creciendo se aglutinan formando los lodos activados; éstos más el agua residual fluyen a un tanque de sedimentación secundaria en donde sedimentan los lodos.

**2. Biodisco:** Es tan eficaz como los lodos activados, requiere un espacio mucho menor, es fácil de operar y tiene un consumo energético inferior. Está formado por una estructura plástica de diseño especial, dispuesto alrededor de un eje horizontal.

Según la aplicación puede estar sumergido de un 40 a un 90% en el agua a tratar, sobre el material plástico se desarrolla una película de microorganismos, cuyo espesor se autorregula por el rozamiento con el agua, en la parte menos sumergida, el contacto periódico con el aire exterior es suficiente para aportar el oxígeno necesario para la actividad celular.

**3. Lagunaje:** El tratamiento se puede realizar en grandes lagunas con largos tiempos de retención (1/3 días) que les hace prácticamente insensibles a las variaciones de carga, pero que requieren terrenos muy extensos. La agitación debe ser suficiente para mantener los lodos en suspensión excepto en la zona más inmediata a la salida del efluente.

**4. Filtro Biológico:** Está formado por un reactor, en el cual se ha situado un material de relleno sobre el cual crece una película de microorganismos aeróbicos con aspecto de limos.

La altura del filtro puede alcanzar hasta 12m. El agua residual se descarga en la parte superior mediante un distribuidor rotativo cuando se trata de un tanque circular. A medida que el líquido desciende a través del relleno entra en contacto con la corriente de aire ascendente y los microorganismos. La materia orgánica se descompone lo mismo que con los lodos activados, dando más material y CO<sub>2</sub>.

#### **2.1.9.1.4 Tratamientos terciarios**

Tiene el objetivo de remover contaminantes específicos, usualmente tóxicos o compuestos no biodegradables o aún la remoción complementaria de contaminantes no suficientemente removidos en el tratamiento secundario.

Como medio de filtración se puede emplear arena, grava antracita o una combinación de ellas. El pulido de efluentes de tratamiento biológico se suele hacer con capas de granulometría creciente, duales o multimedia, filtrando en arena fina trabajando en superficie.

Los filtros de arena fina son preferibles cuando hay que filtrar flóculos formados químicamente y aunque su ciclo sea más corto pueden limpiarse con menos agua. La adsorción con carbón activo se utiliza para eliminar la materia orgánica residual que ha pasado el tratamiento biológico.

#### **2.1.9.2 Procesos de tratamiento de aguas residuales**

##### **2.1.9.2.1 Tanque Imhoff**

El tanque imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. Es un sistema de tratamiento anaerobio de dos pisos, en el que la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión de los sólidos sedimentados en el inferior. El contacto entre las aguas negras y los lodos que se digieren anaeróticamente queda prácticamente eliminado y disminuye el periodo de retención en el tanque.

Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y a digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara.

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

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

1. Cámara de sedimentación.
2. Cámara de digestión de lodos.
3. 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, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación.

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y dispone de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos.

### **a) Consideraciones**

El ingeniero responsable del proyecto, deberá tener en claro las ventajas y desventajas que tiene al emplear el tanque imhoff para el tratamiento de las aguas residuales domésticas de una población.

### **Ventajas**

1. Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
2. No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.
3. El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95% de humedad.

4. Las aguas servidas que se introducen en los tanques imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.
5. El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas.
6. Tiene un bajo costo de construcción y operación. - Para su construcción se necesita poco terreno en comparación con las lagunas de estabilización.
7. Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.

### **Desventajas**

1. Son estructuras profundas (6m).
2. Es difícil su construcción en arena fluida o en roca y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando esté vacío.
3. El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.
4. En ocasiones puede causar malos olores, aun cuando su funcionamiento sea correcto.

Conocidas las ventajas y desventajas del tanque imhoff, quedará a criterio del ingeniero encargado del proyecto si es conveniente emplear esta unidad, en la localidad donde se desea tratar las aguas residuales de uso doméstico.

#### **2.1.9.2.2 Biofiltro**

Corresponden a una asociación vegetal, conformada por especies herbáceas, arbustivas y arbóreas, solas o en combinación. Las plantas se ubican en forma perpendicular al avance del agua de escorrentía y paralela al curso de agua donde se recibe el escurrimiento superficial de las áreas de cultivo. Un biofiltro también puede tener otros objetivos; por ejemplo, para la protección de riberas, para defender zonas susceptibles de inundación, establecer corredores de vida

silvestre, reducir la temperatura de los cursos de agua y favorecer la proliferación de peces, aumentar la diversidad vegetal y embellecer el paisaje del área.

Como se señaló, es posible utilizar árboles, arbustos o pastos, que tienen la propiedad de filtrar contaminantes difusos generados por la actividad agrícola, tales como nutrientes (nitrógeno y fósforo), sedimentos, residuos de plaguicidas y material orgánico, entre otros, que son arrastrados por la escorrentía superficial en los campos de cultivo.

Los biofiltros más eficientes están conformados por tres estratas o zonas de vegetación. Una zona, compuesta por una cubierta herbácea, se ubica inmediatamente adyacente al campo de cultivo. Luego viene una zona media integrada por arbustos y, por último, una zona adyacente al curso de agua, constituida por árboles.

#### **2.1.9.2.3 Laguna 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 (2 a 4 m) y con períodos de retención relativamente grandes. Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido como autodepuración o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico.

##### **2.1.9.2.3.1 Laguna facultativa**

Las lagunas facultativas son aquellas que poseen una zona aerobia y una zona anaerobia, situadas respectivamente en superficie y fondo. Por tanto, en estas lagunas podemos encontrar cualquier tipo de microorganismo, desde anaerobios estrictos en el fango del fondo hasta aerobios estrictos en la zona inmediatamente adyacente a la superficie. A diferencia de lo que ocurre con las lagunas anaerobias, el objetivo perseguido en las lagunas facultativas es obtener un efluente de la mayor calidad posible, en el que se haya alcanzado una elevada

estabilización de la materia orgánica, y una reducción en el contenido en nutrientes y bacterias coliformes.

Las características principales de este tipo de lagunas son: el comensalismo entre algas y bacterias en el estrato superior, y la descomposición anaeróbica de los sólidos sedimentados en el fondo. Su utilización como unidad de tratamiento en un sistema de lagunas puede ser:

1. Como laguna primaria única (caso de climas fríos en los cuales la carga de diseño es tan baja que permite una adecuada remoción de bacterias) o seguida de una laguna secundaria y/o terciaria (normalmente referida como laguna de maduración).
2. Como una unidad secundaria después de lagunas anaeróbicas o aireadas, para cumplir el propósito de procesar sus efluentes a un grado mayor.

### **Ventajas**

1. Bajos costes de inversión, sobre todo si el terreno es suficientemente impermeable, y facilidad constructiva.
2. Consumo energético nulo, si el agua a tratar puede llegar por gravedad a la depuradora.
3. Ausencia de averías mecánicas al carecer de equipos.
4. Escaso y simple mantenimiento, que se limita a mantener la superficie de las Lagunas libre de flotantes, para evitar la proliferación de mosquitos.
5. Escasa producción de fangos, experimentando éstos una alta mineralización, a consecuencia de los elevados tiempos de retención con los que se opera, lo que facilita enormemente su manipulación y evacuación.
6. Gran inercia, lo que permite una fácil adaptación a cambios de caudal y de carga orgánica.
7. Alto poder de abatimiento de microorganismos patógenos.

## **Desventajas**

1. Para la implantación de Lagunas Facultativas y de Maduración, se precisan grandes extensiones de terreno.
2. Dada su estrecha dependencia de las condiciones climáticas, la implantación de este sistema de depuración puede verse limitada en zonas frías o de baja radiación solar.
3. En el caso de las Lagunas Anaerobias se desprenden olores desagradables, que obliga a situarlas en lugares alejados de las zonas habitadas.
4. Recuperación lenta cuando se produce el deterioro del sistema biológico.
5. Efluentes finales con sólidos en suspensión (microalgas).
6. Pérdidas de agua por evaporación.

### **2.1.9.2.3.2 Laguna aerobia**

Laguna que contiene oxígeno donde el agua residual se estabiliza parcialmente por la actividad metabólica de bacterias y algas. Las lagunas aeróbicas se basan en el aporte de oxígeno a partir del crecimiento de fotosintetizadores y permiten obtener efluentes de baja DBO soluble, pero de alto contenido de algas, las que deberían ser cosechadas a fin de controlar los cuerpos receptores.

La profundidad debe ser tal que no se alcancen a producir regiones sin oxígeno, sobre todo teniendo presente que la turbiedad impide el paso de la luz solar.

Se suelen encontrar profundidades de 30 a 45 centímetros y tiempos de retención hidráulicos teóricos (es decir, volumen de la laguna dividido por caudal medio tratado) de 10 a 40 días de modo que el terreno requerido para esta tecnología puede ser intolerablemente grande.

Las lagunas aereadas pueden clasificarse como aerobias o facultativas de acuerdo al perfil de oxígeno disuelto en ellas.

1. En las lagunas aereadas aerobias, el oxígeno entregado permite mantener oxígeno disuelto en toda la laguna, y la mezcla es suficiente para mantener los sólidos biológicos en suspensión. La clarificación final se produce en estanques de sedimentación o en lagunas de estabilización facultativas.
2. En las lagunas aereadas facultativas, sólo existe oxígeno disuelto en el estrato superior; en profundidad, éste está ausente. El grado de mezcla no es suficiente para mantener todos los sólidos biológicos en suspensión, de modo que parte de éstos sedimenta en el fondo. Allí se produce la descomposición anaerobia de los sólidos.

Las lagunas aereadas se usan ampliamente en el tratamiento de residuos industriales biodegradables debido a que ocupan menos área que las lagunas de estabilización y tienen menos costo de construcción que una planta de lodos activados.

Sin embargo, ocupa un área mucho mayor comparado con el sistema de lodos activados.

El oxígeno es proporcionado por aereación artificial, y en particular, aereadores mecánicos superficiales. Se utiliza generalmente estanques excavados en tierra. Las lagunas aereadas son básicamente un proceso de lodos activados sin recirculación, por lo tanto, también se utiliza la cinética bioquímica para formular las ecuaciones de diseño.

## **CAPITULO 3**

### **3.1 Especificaciones Técnicas**

Se describieron los distintos métodos, diseños y normas que se utilizaron durante la realización del diseño del alcantarillado, dicho diseño es regido por las normas de alcantarillado sanitario del INAA, durante el proceso metodológico del diseño se analizó la hidráulica de las aguas en las tuberías, ya que el diseño se basa en la libre circulación de las agua por medio de la gravedad, lo cual corresponde al método convencional, procurando siempre regir las normativas planteadas en la guía técnica para el diseño de alcantarillado.

#### **3.1.1 Normas de Diseño**

##### **3.1.1.1 Localización de los colectores**

1. Las tuberías del alcantarillado de aguas de lluvias deben extenderse por el eje de las calzadas y las del alcantarillado sanitario por el centro de la media calzada.
2. La tubería del acueducto deberá estar siempre por encima de la del alcantarillado y a una distancia vertical mínima de 0.20 m entre la bodega de la tubería del acueducto y la clave de la tubería del alcantarillado.
3. La profundidad mínima entre rasante y clave de la tubería del alcantarillado es de 1.00 m. En ocasiones, y solo para colectores iniciales, se puede adoptar un valor de 0.80m siempre que las conexiones domiciliarias lo permitan y el tráfico sea liviano.

##### **3.1.1.2 Profundidad mínima de los colectores**

La red de colectores debe estar diseñada de tal manera que las aguas residuales provenientes de las conexiones domiciliarias puedan drenar por gravedad. En general la profundidad mínima a la clave de la tubería debe ser de 1.0m con respecto a la rasante de la calzada. Sin embargo, en sistemas rurales es posible adoptar 0.80m para los colectores iniciales siempre y cuando el tráfico sea liviano.

### 3.1.1.3 Proyección de la población

Se usó este método geométrico debido a que en toda población cada generación brinda individuos que se multiplicarán cada cual por su cuenta y estos a su vez crean generaciones que se reproducen de manera similar.

Para la proyección de la población, se tomó el censo más actual que poseía Nandaime, en este caso fue del año 2014, censo proporcionado por el SILAIS de la misma ciudad.

Para calcular la tasa de crecimiento porcentual del municipio, se tomaron los 2 últimos censos oficiales realizados por el INIDE correspondiente al año 1995 y 2005. Véase tabla en anexos.

La razón de crecimiento del municipio es de **0.84%** conforme a los censos oficiales, por lo tanto el valor que usaremos en nuestro diseño es del **2.5%** según la guía técnica del INAA, ninguna razón debe ser menor de dicha cifra.

### 3.1.1.4 Método de proyección poblacional

Nandaime es una ciudad expuesta a constante crecimiento poblacional de esta manera se proyectó la población con el método geométrico, la ciudad cuenta hasta el año 2014 con una población de 40,210 habitantes<sup>4</sup> tanto en el sector urbano como en el sector rural, pero el alcantarillado sanitario se planteó y diseñó solamente para el sector urbano, ya que este es el sector más necesitado por el servicio, debido a la concurrencia de mucha población en el mismo sitio se benefició a mucha más gente, la cantidad de población en el sector urbano asciende a un total de 20,909 habitantes hasta el año 2014.

El diseño sanitario e hidráulico se realizó en el año 2015 por lo cual se proyectó 1 año con respecto al año 2014 y a partir de aquí se obtiene la población con un periodo de diseño de 25 años<sup>5</sup>, tiempo por el cual se planeó suplir con el servicio

---

<sup>4</sup> Dato proporcionado por censo oficial del SILAIS año 2014.

<sup>5</sup> Fuente: INAA (Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario capítulo IV: Periodos de diseño económico para las estructuras de los sistemas, Tabla 4-1.

a la población y tiempo por el cual el diseño sanitario funcionara debidamente a la necesidad correspondida.

#### **3.1.1.5. Densidad poblacional**

La densidad de población se define como el número de habitantes por hectárea, pero considerando solamente el área urbana consolidada que en la mayoría de los casos es inferior a la superficie total del municipio. La densidad poblacional es el resultado de la población urbana de diseño proyectada a los 25 años y la longitud total contribuyente, expresada en habitantes por metro.

La longitud total contribuyente es la sumatoria de la longitud de alcantarilla proyectada y la longitud de alcantarilla de sectores futuros.

La densidad poblacional será requerida para calcular una población contribuyente, el cual la misma población será de importancia en el cálculo de los caudales.

$$\text{Densidad} = \frac{\text{Poblacion}}{\text{Long Contribuyente}}$$

Durante el diseño del alcantarillado contamos con la longitud de alcantarillado que se presentan en las calles y avenidas, dichas longitud es el resultado o distancias entre un pozo de visita sanitario y otro.

#### **3.1.1.6 Conexiones domiciliars**

Las tuberías que conectan las descargas de agua residual de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías recolectoras del alcantarillado sanitario, son denominadas conexiones domiciliars.

Ellas deberán instalarse por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías interdomiciliars. Su diámetro mínimo deberá ser de 100 mm, para viviendas unifamiliares. Para el caso de hoteles, hospitales, colegios, etc., su diámetro se podrá determinar considerando la cantidad de artefactos sanitarios y aplicando el método de Hunter para obtener el caudal de descarga.

La pendiente mínima podrá estar entre 1 y 2% dependiendo de la profundidad de la recolectora. Cuando la recolectora se encuentre a gran profundidad se puede utilizar una tubería vertical envuelta en concreto, llamada chimenea, que termina a una profundidad adecuada por debajo de la superficie y la domiciliar de la edificación se conectará al ramal por la parte superior de la chimenea.

### **3.1.2. Área de intervención**

El criterio que se utilizó para la delimitación del área de intervención fue abarcar el centro del casco urbano, tomando en cuenta los sectores con mayor concurrencia de población, negocios e instituciones públicas y privadas. No se tomó en cuenta en el diseño de alcantarilla los sectores periféricos que recientemente se fueron anexando de manera esporádica al casco urbano central, pero si estos sectores fueron tomados en cuenta en el dimensionamiento hidráulico del alcantarillado sanitario.

Cabe mencionar que el diseño hidráulico que se realizó, se tomó en cuenta la población contribuyente y el caudal residual de los sectores periféricos que mencionamos.

#### **3.1.2.1 Trazado de la Red**

El principal objetivo es que la red de alcantarillado sanitario drene por gravedad utilizando la topografía que presenta el terreno, este sistema es llamado sistema convencional, consiste en una colectora principal y colectores secundarios que se van añadiendo a la colectora principal conforme la topografía lo requiere. Los colectores secundarios se conforman por albañales, estos son los encargados de recolectar las aguas residuales de las viviendas específicamente. Se ubicaron los pozos de visita sanitario (PVS) en las esquinas e intersecciones de calles y avenidas, también en tramos especiales donde la dirección del sentido no es de forma lineal. La distancia de los PVS no debe de exceder más de 100 metros lineales según la guía técnica INAA (apdo. 6.2 Capítulo VI). En el trazado de la red de alcantarillado sanitario existen pozos de visita cabeceros, estos son pozos de amarre y están ubicados al principio de la red, estos no recogen agua residual de otras colectoras.

### **3.1.2.2 Longitud de alcantarilla proyectada**

Cuando nos referimos a la longitud de alcantarilla proyectada, son las longitudes acumuladas durante el trayecto del diseño del alcantarillado hacia el PVS final, que este concluirá en la planta de tratamiento. Dichas acumulaciones van ocurriendo en cada tramo que desemboca en otro tramo aprovechando la topografía del terreno y la gravedad.

#### **3.1.2.2.1 Longitud de alcantarilla de sectores futuros**

Las longitudes futuras son como el nombre lo dice, longitudes que no se tomaron en cuenta en el diseño pero si en un futuro, por lo cual se tomó la longitud de los tramos, en este caso sin acumulación de otros tramos solo de ellos mismo en total.

#### **3.1.2.2.2 Longitud Total contribuyente**

La sumatoria de las alcantarillas proyectadas y de las alcantarillas de los sectores futuros es el resultado de la longitud total, porque este resultado será usado como longitud para el diseño.

### **3.1.2.3 Población contribuyente**

La población contribuyente es el equivalente a la longitud total contribuyente por la densidad poblacional, en si es la población que hace el consumo total de agua estimado por el diseño.

$$\text{Poblacion Contribuyente} = \text{Densidad poblacional} * \text{Long. total contribuyente}$$

### **3.1.3 Estructura del sistema de alcantarillado**

Se inició con el PVS-1 pozo de visita sanitario es un punto el cual al seguir abarcando el resto de pozos de manera ascendente se movilizó de izquierda a derecha, de esta manera se coincide con la topografía del terreno por medio de la gravedad, el pozo 1 se encuentra la parte superior de la calle del hospital central de Nandaime, justamente a 2 cuadras hacia al norte, en una intercepción, punto exacto donde se colocan los pozos de visita.

Una vez colocado el pozo de visita número 1, se continuó con la colocación del resto de pozos del norte hacia el sur siempre sobre la misma calle del hospital

tratando de abarcar el todas las intercepciones que coincidían con el hospital para de esta manera cubrir con el servicio de alcantarillado al hospital, se concluyó con la numeración de los pozos de visita sanitario en PVS-150 que se fueron colocando a lo largo de la ciudad, se cubrió la parte más poblada y concurrida de la ciudad de la misma manera los sectores con más concurrencia de negocios, escuelas, empresas, etc.

El número de pozos de visita no coincide con la numeración de los pvs-150 ya que en el diseño cuenta con 194 pozos de visita sanitario, ya que en el transcurso del diseño se logró detectar sectores de longitud entre un PVS y otro mayor a los 100 metros, por lo cual se recurrió a colocar otro PVS entre estos, cumpliendo de esta manera la distancia máxima expresada en la norma.<sup>6</sup>

### **3.1.4 Topografía**

La topografía que presenta la ciudad de Nandaime facilitó el diseño del alcantarillado sanitario por gravedad, ya que presenta la mayor altura del terreno en el sector donde se ubicó la PVS-1 mismo motivo por el cual se ubicó en ese sector, de manera que el alcantarillado se extendía por la ciudad el mismo terreno descendía de tal manera que facilitó la evacuación de las aguas por gravedad hacia el sector donde se pretende ubicar la planta de tratamiento.

Los planos topográficos y curvas de nivel de la ciudad de Nandaime fueron proporcionados por delegación municipal del ENACAL; anteriormente se realizó el levantamiento topográfico para el proyecto ya culminado “**Abastecimiento Agua Potable de la Ciudad de Nandaime**” por lo cual se acudió a dicha institución para de esta manera se proporcionara la información requerida en el diseño del alcantarillado sanitario.

---

<sup>6</sup> Apéndice 6.2 Capítulo VI Guía Técnica INAA

El levantamiento topográfico fue levantado por topógrafos contratados por la misma institución municipal, por lo cual se cuenta con cierta certeza de que los planos proporcionados fueron anteriormente revisados y de plena confianza.

### **3.1.5 Dotaciones de agua**

Las dotaciones de agua son las cantidades de agua residuales que se le asignan por la cantidad de habitantes de un sector, las dotaciones de agua incluyen el consumo de servicios que se le proporcionan a la población.

#### **3.1.5.1 Dotación doméstica**

El total de dotación de agua se obtuvo a través de la cantidad de habitantes para el cual se diseñaba, la cantidad está reflejada en la tabla de dotaciones de agua de la guía técnica de INAA<sup>7</sup>. La tabla a continuación refleja corresponde a ciudades del resto del país a excepción de Managua, ya que la capital tiene una dotación diferente a las del resto del país.

<b>Rango de población</b>	<b>Dotación l/hab/día</b>
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 mas	160

### **3.1.6 Consumo de aguas residuales**

Los consumos de agua son los equivalentes de agua residual en caudales consumidos por la población, estos consumos van a variar dependiendo del tipo de consumo que se trate ya que en la ciudad existen consumos de diferentes

---

<sup>7</sup> Apéndice 3.2.2 Tabla 3-2

índoles, el consumo doméstico sería el mayor consumo aportado a las alcantarilladas, de la misma manera se cuenta con el consumo comercial, institucional y en ciertas ocasiones el consumo público es incluido en el diseño.

### 3.1.6.1 Caudal medio doméstico

El caudal medio doméstico de aguas residuales se estimó con la dotación de aguas residuales por la población contribuyente.

$$Q_{\text{med}} = (\text{Dot}_{\text{dom}} * \text{Pob}_{\text{cont}}) / 86,400$$

Se expresa el caudal medio doméstico en litros sobre segundos al dividirlo entre la cantidad expresada en la formula.

### 3.1.6.2 Caudal máximo doméstico

El caudal máximo doméstico se determinó usando el factor de Harmon.

$$F_H = 1 + \left( \frac{14}{4 + \text{pob}/1000} \right)^{0.5}$$

$$Q_{\text{max}} = F_H * Q_{\text{med}}$$

Pob= Población urbana de diseño expresada en miles de habitantes

F<sub>H</sub>= Factor de Harmon

Q<sub>max</sub>= Caudal máximo doméstico

Q<sub>med</sub>= Caudal medio doméstico

El factor de Harmon es un factor que está en función del número de habitantes, localizados en el área de influencia, regula un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico. Se determinó el factor de Harmon para la ciudad entera, de esta manera no se está sobre diseñando al calcular el factor de Harmon para cada tramo de alcantarilla.

El factor de relación deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00<sup>8</sup>

---

<sup>8</sup> Apéndice 3.7 de la guía técnica INAA

### 3.1.6.3 Caudal comercial e institucional

Se usaron usar los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria, y de acuerdo a los porcentajes se calculó la dotación en agua residuales comercial e institucional de acuerdo a la tabla de consumo de la guía técnica de INAA<sup>9</sup>.

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Publico o institucional	7
Industrial	2

La dotación en porcentaje que se obtuvo en la tabla anterior se multiplicó por la dotación doméstica de aguas residuales es un valor en litros por persona diaria, se hizo esta multiplicación para poder obtener el dato de dotación comercial y después calcular el caudal comercial e institucional.

$$\text{Dot}_{\text{com}} = \text{porcentaje} * \text{Dot. domestica de agua residuales}$$

$$Q_{\text{com}} = \frac{\text{Dot}_{\text{com}} * \text{pob}}{86,400}$$

$$\text{Dot}_{\text{inst}} = \text{porcentaje} * \text{Dot. domestica de agua residuales}$$

$$Q_{\text{inst}} = \frac{\text{Dot}_{\text{inst}} * \text{pob}}{86,400}$$

Los caudales comerciales e institucionales son expresados en litros por segundos.

$$\text{PVS} = Q_{\text{com}} * \text{Cantidad en fraccion dependiendo del numero de pvs}$$

### 3.1.6.4 Caudal de infiltración

Durante el recorrido de las aguas residuales a través de las tuberías del alcantarillado no se puede evitar la infiltración de aguas subterráneas a través de fisuras en los colectores. De la misma manera se calculó la infiltración en las

---

<sup>9</sup> Apéndice 3.3.2 Tabla 3-4

tuberías, variando dependiendo del diámetro de las mismas según lo especifica la guía técnica.

Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro<sup>10</sup>.

### 3.1.6.5 Caudal de diseño

El caudal de diseño de las aguas residuales es calculado de la siguiente manera:

$$Q_d = Q_{\max d} + Q_{com} + Q_{inst} + Q_{inf}$$

El caudal de diseño obtenido es en litros sobre segundos, pero se refleja en metros cúbicos sobre segundos para más facilidad de trabajo.

$$Q_d = \frac{Q_{\max d} + Q_{com} + Q_{inst} + Q_{inf}}{1000}$$

### 3.1.7 Calculo Hidráulico

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se realizó en base a la fórmula de Manning. Se pueden usar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionaron de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema y a los costos de inversión y de Operación y Mantenimiento.

Generalmente las colectoras hasta 375 mm de diámetro son diseñadas para trabajar, como máximo, a la media sección, destinándose la mitad superior de los conductos a la ventilación del sistema y a las imprevisiones y oscilaciones excepcionales.

Las colectoras mayores que reciben efluentes de redes relativamente extensas, que corresponden a mayor población tributaria, están sujetas a menores variaciones de caudal y por eso pueden ser dimensionadas para funcionar con tirantes de 0.70 a 0.80 del diámetro

---

<sup>10</sup> Apéndice 3.4 Guía técnica INAA

**Formula de Manning:** La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S_0^{1/2}$$

Caudal es igual a  $Q = V * A$

Teniendo como resultado  $Q = \frac{1}{n} A R_H^{2/3} S_0^{1/2}$

Dónde:

$Q$ =Caudal de agua en  $m^3/s$

$n$ = Coeficiente de rugosidad

$A$ = Área de la sección del flujo

$R_H$ = Radio Hidráulico, en función del tirante hidráulico

$S_0$ = Pendiente

Radio Hidráulico para tuberías de sección llena:

$$R_h = \frac{D}{4}$$

Área a tubo lleno:

$$A = \pi d^2 / 4$$

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

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

### 3.1.8 Diámetro y pendiente

#### 3.1.8.1 Pendiente

A veces, es conveniente que las alcantarillas tengan pendientes suaves para evitar que grandes excavaciones en zonas en que el terreno es llano o las variaciones de cotas del mismo sean pequeñas. En tales casos, las pendientes y secciones de alcantarillas deben de proyectarse de modo que se produzcan un aumento progresivo de la velocidad, o por lo menos, sea bastante regular a lo largo del trazado.

La selección de la pendiente del sistema de alcantarillado es principalmente función de la topografía de la zona a desarrollar. Esto conduce a tratar de lograr diseños que se adopten en lo posible a la superficie del terreno, manteniendo pendientes aproximadamente similares a la de las vías bajo las cuales se les coloque.

La pendiente que se utilizó en el diseño de la ciudad de Nandaimé fue la que nos proporcionó el terreno mismo, no obstante durante el diseño se procedió a cambiar tramos en los cuales los cálculos hidráulicos los requería.

Para el cálculo de la pendiente del terreno se usó el trazado del diseño de las aguas, tomando el punto inicial del PVS de partida al punto de llegada del siguiente PVS, una vez identificada la dirección del tramo se tomó la cota inicial y la cota final con la longitud del tramos para obtener de esta manera la pendiente del terreno.

$$S = \frac{\text{cota inicial} - \text{cota final}}{\text{longitud tramo}} * 100$$

La pendiente de alcantarilla se usó la misma pendiente del terreno, siempre y cuando mientras los cálculos hidráulicos permitan mantener la misma pendiente, ya que la pendiente de alcantarilla puede variar ya sea por la tensión de arrastre,

caída de alcantarilla y otros factores que modifiquen solamente la pendiente de la alcantarilla.

**Formula y coeficiente de rugosidad:** El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre:

$$f_{\text{arrastre}} = \gamma R_H S$$

Dónde:

$f_{\text{arrastre}}$  = Tensión de arrastre en Pa

$\gamma$  = Peso específico del líquido en  $N/m^3$

$R_H$  = Radio hidráulico a gasto mínimo en m

$S$  = Pendiente mínima en m/m

Se recomienda un valor mínimo de **f= 1Pa**

### 3.1.8.2 Diámetro

El diámetro mínimo de alcantarilla de 150 mm según la norma<sup>11</sup>, pero según el diseño lo amerite el cambio de diámetro se modificó dependiendo de las condiciones hidráulicas, el diámetro de cualquier tubería deberá ser igual o mayor el del tramo aguas arriba, pero en ningún caso el diámetro será menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida es igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.<sup>12</sup>

Cuando en un tramo de diseño seleccionado exista un cambio de diámetro por las condiciones hidráulicas, todos los tramos aguas abajo llevarán el mismo diámetro aunque las condiciones hidráulicas no lo ameriten.

---

<sup>11</sup> Apéndice 5.2 guía técnica INAA

<sup>12</sup> Apéndice 5.5 guía técnica INAA

### 3.1.9 Elementos hidráulicos

Los elementos hidráulicos de una alcantarilla de sección transversal circular, la cual consiste en una serie de tablas que permitirán obtener coeficientes adimensionales a partir de una de las relaciones entre: velocidad a sección llena y velocidad real, el diámetro de la tubería y el tirante, el caudal a sección llena y el caudal de diseño o el área de la tubería y el área mojada, en este caso otra manera de sustituir las tablas a través de la curva del banano o gráfico de relaciones de elementos hidráulicos, todas estas relaciones obtenidas se estimaron por medio de la relación de caudal de diseño y caudal lleno.

Una vez obtenida la relación de los caudales vamos a sustituirlo en la curva del banano, interceptando como primer opción a la relación  $Y/D$ , (tirante de aguas sobre el diámetro) procurando obtener en la intersección de valores, un resultado menor al de **0.8**, valor que indica la correcta circulación de las aguas a través de las tuberías, un valor mayor o igual al 0.8 nos indica un diseño de alcantarillado bastante deficiente con circulación de aguas de manera incorrecta.

Cuando al momento de interceptar valores en la curva, se obtiene valores mayores o iguales al 0.8, y procedió a cambiar el diámetro de por el cual el tramo en que se está trabajando se obtuvo el valor, aumentando el valor del diámetro al siguiente tamaño que existe según el tipo de tubería que se usa, procediendo a realizar nuevamente la intersección verificando si el valor obtenido en la relación  $Y/D$  cambia a un valor menor al 0.8.

Si al momento de cambiar del diámetro no se obtiene el valor deseado en la curva del banano, repetimos el paso anterior cambiando nuevamente el diámetro de la tubería hasta que se obtenga un valor de relación  $Y/D$  menor al 0.8 procurando de esta manera una correcta funcionalidad en el diseño de alcantarillado.

Se procedió a realizar este paso, a todos los tramos en donde la intersección obtenida es mayor o igual a 0.8, modificando su diámetro, el diámetro cambia la relación de caudales y así obtenemos un valor de relación de  $Y/D$ .

### 3.1.9.1 Velocidades

La práctica normal es proyectar las alcantarillas con pendiente tales que aseguren velocidades mínimas de 0.6 m/s, cuando el flujo se produce a sección llena o semillena. Cuando el tirante es inferior a la mitad de la altura (diámetro), la velocidad será menor de 0.6 m/s, mientras que para tirantes superiores a la mitad de la altura, la velocidad estará ligeramente por encima de 0.6 m/s

#### 3.1.9.1.1 Velocidad llena

A través de la curva del banano, se obtuvo una relación de velocidades igual a  $v/V_{lleno}$  que la usaremos multiplicando con la velocidad a tubo lleno que se calcula de la siguiente manera:

$$V_{ll} = \frac{Q_{ll}}{A}$$

$V_{ll}$  = Velocidad a tubo lleno (m/s)

$Q_{ll}$  = Caudal a tubo lleno ( $m^3/s$ )

$A$  = Área ( $m^2$ )

### 3.1.10 Diseño topográfico

El diseño topográfico es una etapa muy fundamental durante el diseño del alcantarillado, ya que es este diseño que proporcionara el libre flujo de las aguas a través de las alcantarillas ubicadas en la ciudad, mediante este diseño se proporcionaron las elevaciones, profundidades, caídas y todos los aspectos relacionados con la topografía que las alcantarillas presentaran a lo largo de su curso. De la misma manera, se obtuvo la profundidad de los PVS (pozos de visita sanitaria), sabemos que a un PVS puede tener varias entradas de aguas pero solamente una única salida de agua, por lo tanto durante el diseño topográfico se tuvo que procurar que los niveles o elevaciones de alcantarilla sea el adecuado para obtener este criterio.

### 3.1.10.1 Cobertura sobre las tuberías

En el diseño hubo que 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.<sup>13</sup> La cobertura adecuada de alcantarillado es de 1.5 metros del nivel de la rasante del suelo hacia la corona de la alcantarilla. Durante el diseño topográfico se dieron variaciones en las elevaciones de corona y de invert que no permitían el libre flujo de las aguas, motivo por el cual fue necesario hacer ajustes en la cobertura, para que de esta manera circulen las aguas sanitarias de manera libre y por gravedad en las tuberías.

### 3.1.10.2 Pérdida de carga adicional.

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a  $0.25 (V_m)^2/2g$  entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3 cm.<sup>14</sup>

### 3.1.10.3 Caída de alcantarilla

En la trayecto de tuberías de un PVS a otro, tenemos una longitud y una pendiente de terreno y pendiente de alcantarilla, la caída de la alcantarilla será el porcentaje de la pendiente de alcantarilla por la distancia de un tramo o de un PVS a otro, prácticamente la diferencia de niveles que tenemos entre 2 tramos se usó para calcular las elevaciones de corona.

$$C = \frac{S_{alc}}{100} * long$$

$S_{alc}$ = Pendiente de alcantarilla (%)

Long= Longitud de tramo (m)

C= Caída de alcantarilla (m)

---

<sup>13</sup> Apéndice 5.7 guía técnica INAA

<sup>14</sup> Apéndice 5.4 guía técnica INAA

#### **3.1.10.4 Elevación de corona**

La elevación de corona es la altura del alcantarillado por la parte exterior restándole la elevación inicial de la curva de nivel en que se encuentra el pozo, se le llama elevación porque es con este dato se hizo trabajar la circulación de las aguas negras.

Cuando contamos con un nuevo tramo de alcantarilla o el pozo de visita sea cabecero en ese sentido, se tuvo que agregar la cobertura que por parte de la norma técnica tenemos que aplicar pero en el transcurso de los tramos continuos no será agregada la cobertura. Para calcular las elevaciones de corona de tramos continuos se tuvo que usar la elevación de corona del tramo anterior, para de esta manera restarle la caída de alcantarilla por la longitud del tramo y obtener el siguiente dato de elevación.

#### **3.1.10.5 Elevación de invert**

El invert es la parte inferior por dentro de la tubería, pero para ser llamado elevación debemos restar la elevación de la corona, menos el espesor de tubería con el que estamos trabajando y el diámetro de la misma para obtener un valor, es a través de la elevación del invert de una tubería que se dará la libre circulación de las aguas. En un pozo de visita sanitario tenemos la entrada de varias tuberías por ende de varias aguas, pero únicamente tenemos que contar con una única salida de agua por una alcantarilla, para contar con este sistema se tuvo que procurar que al momento de diseño las elevación de la única tubería saliente de PVS sea menor que las tuberías entrantes, en caso de no ser así se contará con problemas de aguas y de diseño.

Cuando se cuenta con pozos de visitas en que un sentido sea cabecero, debemos contar que la elevación del invert sea mayor que la elevación de invert con la única salida de agua, ya que en dicho caso la elevación no sea mayor las aguas no podrán circular de la manera que nosotros deseamos, manejando un más diseño y circulación de las aguas.

Se calcula una elevación de invert de un tramo siguiente restando la caída de alcantarilla, y se sigue trabajando en un mismo tramo restamos la elevación de invert del tramo final menos las pérdidas de carga adicional, que están regidas por la norma. Al momento de tener la única salida de agua en un PVS, esta única salida debe contar con la menor elevación para que de manera las aguas circulen a donde nosotros queremos y diseñamos.

### **3.1.10.6 Profundidad de pozos de visita sanitario**

Los pozos de visitas son las uniones de tuberías en intercepciones y a través de estos se puede hacer el mantenimiento y múltiples actividades que conlleven al sistema de alcantarillado. La profundidad de los pozos varía dependiendo de las pendientes con la que se vino trabajando en la alcantarilla por lo mismo sabemos que para una circulación de las aguas sanitarias necesitamos un pendiente que las haga circular con facilidad y según el diseño.

Mientras más extenso sea el diseño de alcantarillado, pueden irse profundizando los pozos, ya que el diseño es netamente por gravedad situación en la cual necesita la pendiente del terreno. La profundidad se determinó con las elevaciones de la cota del terreno menos la elevación del invert de la alcantarilla.

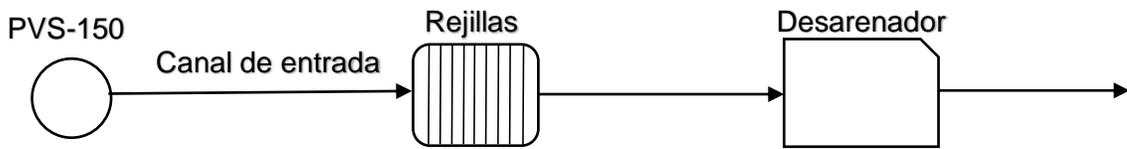
## **3.2 Planta de tratamiento de aguas residuales**

Como propuesta de planta de tratamiento presentamos dos opciones:

1. Tanque imhoff + Biofiltro
2. Tanque imhoff + Laguna de maduración

Previo al diseño de una planta de tratamiento se contó con un sistema de pre tratamiento, que se encarga de hacer el tratamiento al agua residual entrante a las plantas de tratamiento, toda propuesta realizada al diseño de alcantarillado tiene que contar con este sistema.

Un sistema de tratamiento tiene que contar con un tratamiento preliminar luego del último pozo de visita sanitario hacia la planta de tratamiento.



### 3.2.1 Tratamiento Preliminar

#### 3.2.1.1 Canal de entrada

El canal de entrada es precisamente el canal donde vienen directamente las aguas sanitarias en bruto sin ningún tratamiento previo, este es de concreto por lo cual se cuenta con un coeficiente de Manning respectivo al concreto, establecido en la norma.<sup>15</sup>

Se trabajó con la población de diseño proyectada obtenida en el diseño sanitario y la dotación de agua que corresponde a la población estimada. El ancho del canal será establecido entre un rango comprendido entre dos valores señalados en el diseño y de la misma manera la pendiente será asumida por la que mejor se estime conveniente. En los resultados del diseño serán presentados todos los valores obtenidos y diseñados.

#### 3.2.1.2 Rejillas

Las rejas remueven cantidades de material por metro cúbico dependiendo del espaciamiento entre las barras y de la velocidad del afluente entre ellas, es por ello que para la separación de sólidos gruesos se utilizan rejas ubicadas transversalmente al flujo. Al pasar el agua, el material grueso queda retenido en el enrejado. El material retenido debe ser retirado con los propósitos de evitar obstrucciones en las siguientes unidades de tratamiento de la planta, tal fin se debe realizar de manera manual utilizando un rastrillo o de manera mecánica y luego ser enterrado, en el mejor de los casos diariamente. La cantidad de material retenido varía dependiendo de la abertura entre las barras de las rejillas.

<sup>15</sup> Apéndice 5.1 gua técnica INAA

Las rejillas serán de limpieza manual, lo cual deben presentar un fácil acceso hacia ellas y fácil manipulación de ellas, todos los aspectos del diseño de la rejilla que incluyen inclinación de las rejas, separación de las barras, espesor de barras, ancho del canal, ancho de rejas, pendiente a lo largo de canal y demás criterios que se utilizaran en su diseño se presentara en los resultados y tablas de anexo.

Las cantidades de material retenido por las rejillas en litros por metro cúbico se muestran en la siguiente tabla:

<b>Espaciamientos (cm)</b>	<b>Cantidad(lts/m<sup>3</sup>)</b>
2.0	0.038
2.5	0.023
3.5	0.012
4.0	0.009

El canal de aproximación a la rejilla debe ser diseñado para prevenir la acumulación de arena u otro material pesado aguas arriba de está. Además, debe tener preferiblemente una dirección perpendicular a las barras de la rejilla. Se debe usar un rango de velocidades entre 30 y 60 cm/s y entre 60 y 120 cm/s para rejillas limpiadas manualmente y mecánicamente respectivamente.

Para ninguno de los dos casos de limpieza manual o mecánica se permitirá una pérdida de cabeza mayor a 75 cm.

### **3.1.1.3 Desarenador**

Los desarenadores son unidades de pre tratamiento las cuales poseen secciones rectangulares o circulares, las cuales pueden constar de dos o tres cámaras para la sedimentación de los materiales que arrastra el agua residual. Esta unidad de tratamiento al igual que las rejillas es de tipo obligatorio en toda planta de tratamiento de aguas residuales, debido a que por medio de ellas se le brinda protección a las siguientes unidades del sistema.

Generalmente los desarenadores se localizan antes de los sedimentadores primarios y estaciones de bombeo y son precedidos por rejillas o rejas gruesas, independientemente de las características geométricas de los desarenadores. Los

desarenadores deben diseñarse de manera tal que la velocidad pueda controlarse.

Para las Estructuras de control de caudal, se recomienda controlar la velocidad en el desarenador mediante vertederos tipo Sutro o proporcional, o con secciones transversales que garanticen los rangos de velocidad especificados para diferentes alturas de la lámina de agua.

El ancho de los desarenadores se determina en función del tamaño de los equipos de limpieza y consideraciones prácticas. Con desarenadores de limpieza manual se escoge un ancho de 1.0 m. para trabajo de una cuadrilla de limpieza. La longitud del desarenador se calcula igualando los tiempos de sedimentación y arrastre.

Material	Límite de las partículas	Numero de Reynolds	V <sub>s</sub>	Régimen	Ley aplicable
Grava	>1.0	>10,000	100	Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{dg \left( \frac{Pa-P}{P} \right)}$ , Newton
Arena gruesa	0.100	1,000	10.0	Transición	$V_s = 0.22 \left( \frac{Pa-P}{P} * g \right)^{2/3} \left[ \frac{d}{\left( \frac{\mu}{P} \right)^{1/3}} \right]$ Allen
	0.080	600	8.3		
	0.050	180	6.4		
	0.050	27	5.3		
	0.040	17	4.2		
	0.030	10	3.2		
	0.020	4	2.1		
	0.0	2	1.5		
Arena fina	0.010	0.8	0.8	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} * g \left( \frac{Pa-P}{\mu} \right) d^2$ Stokes
	0.008	0.5	0.6		
	0.006	0.24	0.4		
	0.005	1.0	0.3		
	0.004	1.0	0.2		
	0.003	1.0	0.13		
	0.002	1.0	0.06		
	0.001	1.0	0.015		

### 3.2.2 Propuesta para el sistema de tratamiento

#### 3.2.2.1 Tanque Imhoff

El tanque Imhoff típico cuenta con tres compartimiento, cámara de sedimentación, cámara de digestión de lodos, área de ventilación además de estos compartimiento se diseñó el lecho de secados de lodos.

Se toman en cuenta diferentes parámetros de diseño y distintos criterios usuales, para de esta manera corroborar con el correcto funcionamiento del sistema de tratamiento, a continuación se presentan los parámetros:

Parámetros de diseño de tanque Imhoff	Valor		
	Unidad	Intervalo	Usual
<b>Cámara de sedimentación</b>			
Carga superficial	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	24.5-40.8	32.6
Periodo de retención	horas	2-4	3
Relación largo/ancho	-	2:1-5:1	3:1
Pendiente de la cámara de sedimentación	-	1.25:1-1.75:1	1.5:1
Abertura de paso entre cámaras	m	0.15-0.30	0.25
Longitud de traslapo	m	0.15-0.30	0.25
<b>Deflector de espuma</b>			
Por debajo de la superficie	m	0.25-0.40	0.30
Por encima de la superficie	m	0.30	0.30
Borde libre	m	0.45-0.60	0.60
<b>Zona de ventilación de gases</b>			
Área(con relación al área superficial total)	%	15-30	20
Ancho de la abertura	m	0.45-0.75	0.60
<b>Cámara de digestión de lodos</b>			
Capacidad de almacenamiento (sin calentamiento)	mes	4-8	6
Volumen	m <sup>3</sup> /hab	0.06-0.1	0.07

Tubería de extracción de lodos	pulg	8-12	10
Distancia libre hasta nivel del lodo	m	0.30-0.90	0.60
Profundidad total del tanque (desde la superficie hasta el fondo del tanque)	m	7.30-9.75	9.15

Todos los parámetros van en dependencia de diseño que nuestro alcantarillado sanitario posea, ya que de ahí se toma los cálculos de población para el dimensionamiento y el cálculo de caudales.

A continuación exponemos la metodología de diseño del tanque imhoff en lo que incluye sedimentador, área de ventilación y cámara de natas y demás componentes.

### 3.2.2.1.1 Diseño del sedimentador

#### 1. Parámetros

1. Relación Largo-Ancho de las cámaras de sedimentación (r)
2. Carga por unidad de superficie (CUS) (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*hora)
3. Período de retención nominal (R) (horas)
4. Número de cámaras a usar (#unid.)

#### 1. Calculo de área por cámara de sedimentación

$$A_s = \frac{Q_m}{C_s}$$

Donde:

Q<sub>m</sub>= Caudal medio

C<sub>s</sub>= Carga superficial

## 2. Largo y ancho de las cámaras de sedimentación

$$r = \frac{L}{A_n}$$

Donde:

$r$  = Relación Largo Ancho de una cámara de sedimentación

$A_s$  = Área superficial de una cámara de sedimentación

$A_n$  = Ancho de una cámara de sedimentación

$L$  = Largo de la cámara de sedimentación

Sustituyendo:

$$A_s = L \cdot x \cdot A_n \quad A_s = r A_n \cdot x \cdot A_n \quad A_s = x \cdot A_n^2 \quad A_n = \sqrt{\frac{A_s}{r}}$$

Por lo tanto:

$$L = r \cdot x \cdot A_n$$

### 3.2.2.1.2 Dimensionamiento de las cámaras sedimentadoras

El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60°. En la arista central se debe dejar una abertura para paso de los sólidos removidos hacia el digestor de lodos, esta abertura será de 0.15 a 0.20 m. Uno de los lados deberá prolongarse, de 15 a 20 cm, de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador.

### 3.2.2.2 Biofiltro

Pasos de construcción y consideraciones del diseño:

El humedal construido debe ser construido siguiendo los siguientes pasos generales. Muchos materiales diferentes pueden ser utilizados para construir el humedal del tratamiento, así que los diseños locales pueden variar.

1. Identifique una ubicación para el humedal que conecta a la corriente de las aguas grises.
2. Calcule el tamaño del humedal construido que se planea construir.
3. Graduar el fondo de la celda para que tenga una pendiente de 0.5%. La disminución resultante en la altura de una celda de 10 m es 0.05 m ( $10 \text{ m} * 0.5 \div 100 = 0.05 \text{ m}$ ), o 5 cm
4. Construya la celda de humedal sobre la tierra con bloques de cemento y concreto, u otra materia impermeable, permitiendo el espacio para conectar la corriente de las aguas grises a la celda del humedal vía la entrada (véase el paso 6). Alternativamente, el humedal puede ser construido en el suelo que utiliza un recubrimiento impermeable. Esto tiene la desventaja de que no se puede desaguar la celda. La celda debe ser impermeable, ya que las grietas o los hoyos en el recubrimiento pueden contaminar el agua subterránea.
5. Incorporar una válvula de drenaje en el fondo de la celda en el lado al fondo de la pendiente. La válvula servirá para bajar el nivel del agua para motivar el crecimiento de las raíces de las plantas.
6. Incorporar la entrada de las aguas grises.
  - a) Las aguas grises deben ser distribuidas uniformemente en el área de la entrada para promover infiltración igual en el humedal justo debajo de la capa de paja.
  - b) Para sistemas de humedales construidos más grandes, tubos o depresiones pueden distribuir el agua por una entrada ancha.
  - c) Asegura una malla de plástico fina sobre la apertura para evitar que se tape.

7. Cree un tubo de salida.
  - a) El tubo debe estar a la misma altura que la entrada - apenas debajo del nivel de paja.
  - b) Instale filtro de malla fina de plástico para prevenir que el piso y la grava pasen por el tubo, causando posibles estancamientos.
8. Aplique una capa de arena gruesa de 5 cm de espesor en el fondo de la celda.
9. Coloque una capa de grava encima de la capa de arena. El tamaño de la grava en los primeros 50 cm de entrada y los últimos 50 cm a la salida debe ser de aproximadamente 5 cm en el diámetro; esto reduce el riesgo de obstruir la entrada o salida, en caso de que los sólidos suspendidos lleguen a estas áreas. En todas partes del resto del sistema, el tamaño de grava deberá estar entre 0.5 y 3 cm. Aplique un 45 a 75 cm capa de grava. La profundidad de grava variará según los cálculos previstos.
10. Ponga una capa de pajote o tierra rico de 5 cm de espesor.
11. Colecte y siembre plantas de un humedal natural local (recomendado) o de un vivero, Cuando se usan plantas de un humedal natural local, la planta completa debe de estar transplantada (hojas, tallo, raíces, retoños) más un poco de la tierra. Se puede jalar la planta de un humedal local por el base, y debe tener cuidado que no se quiebre los tallos. Los tallos (la parte que no está sumergida en el agua) pueden ser cortados a aproximadamente 20 cm.
  - a) La parte con la raíz debe ser colocada aproximadamente 5 cm debajo de la capa de paja o tierra orgánica en el humedal construido. Los aneas deberá ser colocadas con una distancia de 1 m entre cada planta; los carrizos, juncos, y espadañas pueden ser plantadas a 15 cm de distancia.
12. Sature el piso con agua hasta la superficie (no más) y permita que se evapore lentamente, manteniendo el suelo húmedo durante todo el período de propagación, aproximadamente 2-3 meses.

- a) Finalmente las raíces de la planta se extenderán al fondo de los sustratos. Las plantas deben establecerse bien antes de que se empiece 14 a tratar las aguas grises.

### 3.2.2.3 Laguna Facultativa

#### 3.2.2.3.1 Carga superficial

Calcular la carga máxima superficial, usando cualquiera de las siguientes expresiones:

$$C_{sm} = 357.4(1.085)^{(T-20)}$$

$$C_{sm} = 250x(1.05)^{(T-20)}$$

$$C_{sm} = (1.937E - 06). (RS)$$

Donde:

$C_{sm}$ = Carga máxima superficial.

T= Temperatura del agua de la laguna en el mes más frío.

RS= Radiación solar mínima diaria del año, expresada como promedio del mes.

#### 3.2.2.3.2 Área superficial

Una vez calculada la carga máxima superficial con las ecuaciones anteriores, calcular el área superficial de la laguna, sustituyendo la carga superficial encontrada anteriormente en la siguiente ecuación.

$$A_f = \frac{10L_oQ_{med}}{C_{sm}(FS)}$$

Donde:

$A_f$ =Área de la laguna facultativa en  $m^2$

$L_o$ =DBO afluente (mg/lts)

$Q_{med}$ = Caudal medio ( $m^3/día$ )

FS= Factor de seguridad (de 0.8 a 0.9)

### 3.2.2.3.3 Dimensionamiento de la laguna

Seleccionar una relación largo-ancho y se procede a calcular el volumen y dimensión de la laguna por medio de la ecuación.

$$\frac{L}{A} = \text{Relacion seleccionada}$$

$$L \times A = A_f$$

Determinar las variables L y A

$$V_f = \frac{H_u}{6} [(L \times A) + (L - 2iH_u)(A - 2iH_u) + 4(L - iH_u)(A - iH_u)]$$

Donde:

$V_f$ = Volumen de la laguna facultativa

$H_u$ = Profundidad útil de la laguna (1.5 a 2) (m)

L= Largo de la laguna en (m)

A= Ancho de la laguna en (m)

$i$ = Relación horizontal/vertical del talud interior (2:1-4:1)

### 3.2.2.3.4 Volumen de retención

Al sustituir el volumen encontrado junto al caudal en la siguiente ecuación, se determina el período de retención en días.

$$R = \frac{V_f}{Q}$$

Este período de retención como mínimo debe de ser de 10 días, y debe estar comprendido entre 10 y 23 días, para garantizar una remoción de 2.0 a 2.5 ciclos de coliformes y de 2.0 a 3.5 ciclos.

## CAPITULO 4

### 4.1 Resultados del diseño

Como diseño de alcantarillado sanitario de la ciudad de Nandaime se elaboró un alcantarillado por el “Método convencional” el cual consiste en un sistema por arrastre hidráulico, donde se debió proveer una dotación de agua suficiente para su correcto funcionamiento.

Está constituido por redes colectoras que son construidas, generalmente, en la parte central de calles y avenidas e instaladas en pendiente, permitiendo que se establezca un flujo por gravedad desde las viviendas hasta la planta de tratamiento

#### 4.1.1 Proyección de la población

Se tiene una población base del año 2014<sup>16</sup> que a partir de este dato se proyectó hacia el año 2015 que fue cuando se realizó el diseño, previamente la proyección de 25 años. Se cuenta con datos urbanísticos del sector urbano y rural, pero en este caso se trabaja con el sector urbano ya que es el sector que fue beneficiado por el alcantarillado.

Datos obtenidos por el censo poblacional del SILAIS 2014:

	<b>Habitantes</b>
Población urbana	20,909
Población rural	19,301
<b>Población total</b>	<b>40,210</b>

<b>Comunidades</b>	<b>Sector</b>	<b>No Habitantes</b>	<b>Total de casas</b>
Oscar Furcio	1	4599	1129
Jonathan González	2	4182	1256
Modesto Marín	3	3763	500

<sup>16</sup> Dato proporcionado por censo oficial SILAIS 2014.

Juan José Quezada			710
Ricardo Morales Avilés	4	4391	924
Javier Guerra Valle			652
Julio Sandino	5	3974	3974
Breñas	6	4053	-
Barranca	7	4555	-
Rio Medina	8	4033	-
Jirones	9	3088	-
Ochomogo	10	3572	-
<b>Total</b>		<b>40210</b>	<b>9145</b>

### Datos por sector y comunidades de la ciudad de Nandaime:

Tasa de crecimiento con los 2 últimos censos poblacionales oficiales del INIDE

Año 1995 población de 14,594 habitantes.

Año 2005 población de 15,866 habitantes.

Tasa de crecimiento de: **0.84 %** por lo tanto **2.5 %** según normas del INAA.

Proyección de la población urbana:

Población urbana del año 2014	20,909	Habitantes
Población urbana del año 2015	21,432	Habitantes
Periodo de diseño	25	Años
<b>Población urbana de diseño</b>	<b>39,733</b>	<b>Habitantes</b>

Se proyectó una población de diseño a 25 años, población con la cual se trabaja hidráulicamente, pero la proyección del año 2015 no es la población total beneficiada con el diseño de alcantarilla con relación al número de casas total.

<b>Sector</b>	<b>Cant. habitantes</b>	<b>Cant. de casas</b>
Total población de diseño	39,733	9,145
Población beneficiada con el diseño	27,221	6,265
Población aledaña sin diseño	12,512	2,880

Los datos de población beneficiada y cantidad de casas se estimaron dependiendo los sectores por donde el diseño de alcantarilla comprende y por medio de la densidad población obtenida.

Longitud total contribuyente: 31,999.36 m

Población urbana de diseño: 39,733 hab

Densidad poblacional: **1.2417 hab/m**

#### 4.1.2 Dotaciones y Caudales

La dotación de aguas sanitarias para un rango poblacional de entre 30,000 y 50,000 habitantes es de **155 lts/hab/día**, según norma INAA.

Valores de dotaciones, caudales y otros factores del sistema de tratamiento.

Caudal medio domestico	71.2807	Lts/s
Factor de Harmon	2.36	
Caudal medio domestico	71.2807	Lts/s
Dotación comercial	10.85	Lppd
Caudal comercial	4.9896	Lts/s
Dotación institucional	10.85	Lppd
Caudal institucional	4.9896	Lts/s
Caudal de infiltración para una tubería de 150 mm	3.33333E-05	Lts/s/m
Caudal de infiltración para una tubería de 200 mm	4.4444E-05	Lts/s/m
Caudal de infiltración para una tubería de 250 mm	5.55556E-05	Lts/s/m
Caudal de infiltración para una tubería de 300 mm	6.66667E-05	Lts/s/m
Caudal de infiltración para una tubería de 350 mm	7.77778E-05	Lts/s/m
Caudal de diseño	180.6906	Lts/s
Caudal de diseño	0.1807	m <sup>3</sup> /s

### 4.1.3 Descripción general

El diseño del alcantarillado es un sistema netamente por gravedad por lo que no se cuenta con ningún dispositivo de bombeo en el diseño, evitando de esta manera costos de inversión, las alcantarillas están sometidas a pendientes que permitan la libre circulación de las aguas sanitarias, durante el diseño se cambian los diámetros de alcantarilla dependiendo las circunstancias que el diseño lo amerite, a continuación se presentan longitudes de alcantarillas correspondiente a cada uno de los diámetros existente en el diseño.

#### 4.1.3.1 Tuberías

<b>Diámetro de tubería</b>	<b>Cantidad en ML</b>	<b>Cantidad en unidad</b>
Tubo PVC 150 mm(6") x 6m	19,738.45	3291
Tubo PVC 200 mm(8") x 6m	1,060.53	178
Tubo PVC 250 mm(10") x 6m	872.53	146
Tubo PVC 300 mm(12") x 6m	0	0
Tubo PVC 350 mm(14") x 6m	250.86	42

El resumen de análisis hidráulico de alcantarillado se muestran en un plano en anexos.

#### 4.1.3.2 Pozos de visita sanitario

Los pozos de visita sanitario son las estructuras encargadas de la facilidad de la limpieza del alcantarillado, son cámaras de inspección colocadas en todo cambio de alineación, sus distancias están normadas por INAA, es el sistema de alcantarillados se cuenta con cierta cantidad de PVS.

<b>Cantidad de pozos de visita sanitarios</b>
<b>194</b>

Cada pozo sanitario posee diferentes profundidades dependiendo del diseño y las profundidades de alcantarilla.

<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>
PVS con una profundidad de 2.00 mts	29
PVS con una profundidad de 2.50 mts	58
PVS con una profundidad de 3.00 mts	17
PVS con una profundidad de 3.50 mts	21
PVS con una profundidad de 3.70 mts	10
PVS con una profundidad de 4.70 mts	10
PVS con una profundidad de 5.51 mts	5

#### **4.1.4 Comparación de alternativas del diseño de alcantarillado**

El diseño del alcantarillado sanitario se elaboro es por el método convencional, por lo tanto los sectores y tramos diseñados se colocaron con respecto a la topografía del lugar. La dirección del flujo del agua del alcantarillado, se orienta en base a la disminución de la altura que la ciudad presenta a lo largo del dimensionamiento.

Por consiguiente, elaborar otra propuesta de alcantarillado no habrá alguna otra variación de gran importancia en el diseño, la dirección del flujo del agua será similar o prácticamente la misma al diseño actual, los diámetros, profundidades del tuberías y profundidades de pozos de visita no se modificarían drásticamente.

#### **4.1.5 Propuesta de planta de tratamiento**

Como propuesta de planta de tratamiento se cuenta con dos opciones mencionadas en las especificaciones técnicas, a continuación se presenta la opción de mayor conveniencia con respecto a beneficio de la ciudad, esta opción cuenta con un sistema de tratamiento preliminar obligatorio que todo planta debe contar.

Como propuesta de planta de tratamiento para la ciudad de Nandaime se presenta la opción de:

- ✓ Tanque Imhoff (primario) + Laguna Facultativa (secundaria)

#### 4.1.5.1 Ubicación de la planta de tratamiento en la ciudad



#### 4.1.5.1 Tratamiento preliminar

##### 4.1.5.1.1 Canal de entrada

Se plantean las características físicas del canal más relevante y de interés a continuación:

Descripción	Datos	Unidad
Ancho del canal	0.7	metro
Pendiente a lo largo del canal	0.0005	m/m
Altura máxima	0.454	metro
Altura media	0.191	metro
Velocidad máxima	0.583	m/seg
Altura del canal	0.704	metro

#### 4.1.5.1.2 Rejas sencillas

Las rejillas tienen dos tipos de limpieza por lo cual se especifica el tipo de rejilla que se utiliza, el de limpieza sencilla y de la misma manera se presentan datos de mayor importancia en el diseño.

<b>Descripción</b>	<b>Datos</b>	<b>Unidad</b>
Inclinación de la reja	45	Grados
Separación entre barras	5	Cm
Espesor de barra	1.27	Cm
Ancho del canal	0.7	Mt
Ancho de reja	0.7	Mt
Pendiente a lo largo del canal	0.0005	m/m
Altura máxima	0.425	Mt
Altura media de agua antes de la reja	0.189	Mt
Velocidad máxima de la reja	0.574	m/seg
Velocidad media antes de la reja	0.431	m/seg
Área útil	0.238	m <sup>2</sup>
Velocidad media	0.539	m/seg
Altura del canal	0.5	Mt

#### 4.1.5.1.3 Desarenador

El diseño y descripción del desarenador se presentan en la tabla:

<b>Descripción</b>	<b>Datos</b>	<b>Unidad</b>
Velocidad de flujo	0.3	m/seg
Diámetro de partícula	0.2	Mm
Velocidad de sedimentación	0.021	m/seg
Numero de desarenadores	2	Unid

<b>Descripción</b>	<b>Datos</b>	<b>Unidad</b>
Tiempo de retención de sedimento en tolva	15	Días
Ancho del desarenador	0.7	Mt
Altura de agua en el canal de llegada	0.88	Mt
Borde libre	0.25	Mt
Largo	19.07	Mt
Pendiente longitudinal del desarenador	0.0096	%
Perdidas en el desarenador	1.8356	Mt
Volumen requerido de tolva	6.969	m <sup>3</sup>
Volumen propuesto de tolva	8.011	m <sup>3</sup>

#### **4.1.5.2 Planta de tratamiento**

##### **4.1.5.2.1 Tanque Imhoff**

Por lo que el sistema de tratamiento de tanque Imhoff está previsto para poblaciones de 5,000 habitantes y la ciudad de Nandaime cuenta con una proyección de 39,733 habitantes a 25 años, se propone la cantidad de 8 tanques para abastecer el sistema de alcantarillas y del agua sanitaria.

En el diseño está previsto el dimensionamiento y los distintos componentes del tanque Imhoff, los cuales se presentan:

1. Cámara de sedimentación
2. Cámara de digestión
3. Deflector de espuma
4. Zona de ventilación de gases
5. Lecho de secado

<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
<b>Tanque Imhoff</b>		
Caudal medio	0.057	m <sup>3</sup> /seg
Carga diario de DBO	1438.652	KgDBO/día
Remoción de coliformes	15	%
<b>Cámara de sedimentación</b>		
Carga superficial	1	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /hr
Tiempo de retención	2	Hr
Velocidad horizontal de flujo	30	cm/min
Pendiente del fondo	1.5	
Abertura de comunica entre cámaras	25	Cm
Proyección horizontal del saliente	25	Cm
Numero de sedimentadores	16	
<b>Diseño del sedimentador</b>		
Volumen total de sedimentación	410.574	m <sup>3</sup>
Volumen por sedimentador	25.661	m <sup>3</sup>
Ancho de sedimentador	1.791	m
Longitud de sedimentador	7.164	m
Altura rectangular de sedimentador	1.328	m
Altura triangular de sedimentador	1.343	m
Altura total de cada sedimentador	2.672	m <sup>2</sup>

<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
<b>Deflector de espuma</b>		
Por debajo de la superficie	30	cm
Por encima de la superficie	30	cm
Borde libre	60	cm
<b>Zona de ventilación de gases</b>		
Anchura de abertura	1	mt
Separación entre sedimentadores	1	mt
Superficie en % del total	46	%

<b>Cámara de digestión</b>		
Pendiente del fondo	2	%
Tubería de extracción de lodos	25	cm
Numero de cámaras	8	unidad
<b>Diseño de cámara de digestión</b>		
Longitud de cada cámara	7.16	mt
Volumen por cámara	173.83	m <sup>3</sup>
Base mayor de cámara de lodos	6.58	mt
Base menor de cámara de lodos	1.00	mt
Altura en zona trapezoidal	1.40	mt
Volumen en zona trapezoidal	3.20	m <sup>3</sup>
Volumen en zona recta de cada cámara	170.63	m <sup>3</sup>
Altura de lodos en zona recta de cada cámara	3.619	mt
Profundidad total del tanque	9.5	mt
<b>Lecho de secado</b>		
Densidad de los lodos	1.04	kg/lts
Solidos contenidos en los lodos	10	%
Altura del lecho	0.4	mt

<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
<b>Lecho de secado</b>		
Volumen de lodos a extraerse del tanque	116.398	m <sup>3</sup>
Área del lecho de secado	291.0	m <sup>2</sup>
Ancho del lecho de secado	10.0	mt
Largo del lecho de secado	29.1	mt

#### 4.1.5.2.2 Laguna Facultativa

El uso de las lagunas en un sistema de tratamiento de aguas sanitarias es debido a su versatilidad y fácil mantenimiento, de la misma manera estas lagunas poseen poca profundidad, por medio de las lagunas facultativas se procura obtener un efluente de la mayor calidad posible y una reducción en el contenido de nutrientes.

Tabla de contenido del diseño de la laguna facultativa

Descripción	Valor	Unidad
<b>Laguna facultativa</b>		
	57.024	lts/seg
Caudal medio	4926892	lts/día
	4926.892	m3/día
DBO <sub>5</sub> afluente	292.00	mg/lts
<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
<b>Dimensionamiento</b>		
Altura del agua	1.50	mt
Relación largo/ancho	2	mt
Ancho en Superficie de Agua	56.300	mt
Longitud en Superficie de Agua	112.600	mt
Talud Interno de Laguna	1/3	
Ancho Interior	47.300	mt
Longitud Interior	103.600	mt
Volumen de Laguna	8409.533	m <sup>3</sup>
Período Retención	13.65	Días
<b>Borde libre</b>		
Aumento de largo y Ancho del perimetraje superior (L y B)	2.00	mt
Ancho Total	58.300	mt
Longitud Total	114.600	mt
Altura Total	1.833	mt

#### 4.1.6 Presupuesto General

Se presenta el presupuesto de la obra total del alcantarillado, en el presupuesto general van incluido todos los costos directos e indirectos y de manera resumida cada uno de los ítems usados en el diseño del alcantarillado.

<b>Proyecto: Alcantarillado sanitario de la ciudad de Nandaime</b>		
<b>Etapa</b>	<b>Sub-etapa</b>	<b>COSTO TOTAL</b>
010	Preliminares	C\$ 288,188.44
020	Colectora Principal	C\$ 2876,941.50
030	Colectora Secundaria	C\$ 17134,096.23
040	Pozos de Visita	C\$ 6897,907.60
050	Conexiones	C\$ 58,390,723.82
060	Pre-tratamiento	C\$ 126,005.78
070	Taques imhoff	C\$ 11286,966.40
080	Lagunas facultativas	C\$ 18012,009.20
090	Limpieza y Entrega	C\$ 108,956.53
	TOTAL COSTOS DIRECTOS	<b>C\$ 115121,795.500</b>
	TOTAL COSTOS INDIRECTOS (15%)	<b>C\$ 17268,269.33</b>
	COSTOS DIRECTOS +COSTOS INDIRECTOS	<b>C\$ 132390,064.83</b>
	IR	<b>C\$ 2647,801.30</b>
	IMPUESTO MUNICIPAL	<b>C\$ 1323,900.65</b>
	IVA	<b>C\$ 19858,509.72</b>
	<b>TOTAL C\$</b>	<b>C\$ 156220,276.494</b>
	<b>TOTAL U\$</b>	<b>U\$5,669,645.44</b>

## **CAPITULO 5**

### **1.1 Conclusiones**

- a) Se diseñó un sistema de alcantarillado sanitario que facilitará la circulación y evacuación de las aguas residuales de la población hacia un sistema de tratamiento, mejorando considerablemente la calidad de vida los habitantes.
- b) Se realizó un perfil socioeconómico actual de la ciudad de Nandaime, recopilando información necesaria de las instituciones municipales y de la población misma.
- c) Se realizó un diseño de alcantarillado de tal manera que la red de distribución de aguas residuales, funcionara por gravedad adaptándose a la topografía del terreno.
- d) Se elaboró el análisis hidráulico de la red sanitaria con todos los parámetros y requerimientos necesarios para un correcto y estable funcionamiento del diseño.
- e) Se diseñó un sistema de tratamiento de aguas residuales, que se adaptó a las condiciones del sistema de alcantarillado.
- f) Se elaboró un presupuesto de obras del sistema de alcantarillado y planta de tratamiento.

## 1.2 Recomendaciones

- a) Al momento del diseño del alcantarillado no se tomó en cuenta toda ciudad, por lo cual es recomendable para un futuro proyecto realizar levantamiento topográfico total y tomarlo en cuenta en el diseño
- b) El análisis hidráulico se realizó solamente al área delimitada por el diseño de alcantarilla, por lo cual se es conveniente realizar un análisis a futuros anexos al alcantarillado.
- c) Para un correcto diseño y funcionalidad de una planta de tratamiento en un futuro, se es necesario realizar estudios de aguas residuales proveniente de las casa ya que en la actualidad no hay un sistema de alcantarillado, de esta manera recolectar la composición típica de las aguas residuales del sector.
- d) El presupuesto existente en la monografía esta realizado de una manera generalizada que solamente toma en cuenta las etapas principales para obtener un precio final.

### 1.3 Bibliografía

1. Guía técnica para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales (INAA).
2. Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques imhoff y lagunas de estabilización (OPS/CEPIS/05.163) UNATSABAR.
3. Apuntes de la ingeniería sanitaria (Dr. Ing. Víctor R. Tirado P).
4. Monografía factibilidad técnica-económica del sistema de alcantarillado sanitario para para la ciudad de Juigalpa (Managua, Febrero 2002.)
5. Manual de diseño: Humedad construido para el tratamiento de las aguas grises por biofiltracion. Dayna Yocum, Bren school of environment and managment, University of California, Santa Barbara.
6. Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domesticas en el Salvador, ciudad universitaria marzo 2008.
7. Listado de costos unitarios base para agua potable y alcantarillado sanitario, ENACAL 2014.
8. Maestro de costos complejos, fondo de inversión social de emergencia (NUEVO FISE, marzo del 2012).
9. Catálogo de etapas y sub-etapas, fondo de inversión social de emergencia (FISE 2007).
10. Diseño de alcantarillado sanitario, lotificación Santo Tomas I, Rio Bravo Suchitepéquez. Universidad de San Carlos de Guatemala, facultad de ingeniería escuela de ingeniería civil.
11. RIGOLA L. Miguel. Tratamiento de aguas industriales.
12. CRITES TCHOBANOGLOUS. Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos y descentralizados. Tomo 1
13. Asociación de ingenieros sanitarios de Antioquia. Características y pretratamiento de las aguas residuales. AINSO 1986. Medellín, Colombia.

# ANEXOS

## **1. Anexos**

Para el diseño del alcantarillado sanitario de la ciudad de Nandaime se utilizó una hoja de cálculo en el programa de Microsoft Excel, por lo cual se presentaran las tablas con respecto al diseño propuesto, estas tablas tendrán mayor claridad con la presentación de los planos, los cuales tienen un orden específico con respecto al diseño del alcantarillado.

### **1.1 Longitudes de tramos**

Cada tramo con cambio de dirección está diferenciado con celdas de diferente color, esto nos indica los anexos o tuberías iniciales dentro de la red de alcantarillado, de la misma manera nos indica la existencia de un pozo de visita cabecero en una un sentido, estos cambios de tramo serán más visibles en los planos de alcantarillado.