



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**

MONOGRAFÍA

**Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario para el
Bo. Arnoldo Alemán Municipio de Mulukukú**

Para optar al Título de Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Harold Arístides Zeledón Baca 2005-23132

Tutor: Ing. María Elena Baldizón Aguilar

Asesor: Ing. Julio Cesar Cruz Reyes

Managua, Agosto del 2013

RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO

En el presente documento monográfico se describe el Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario para el Barrio Arnoldo Alemán, municipio de Mulukukú en Nicaragua, así como su respectivo sistema de tratamiento.

El área de construcción total de la obra es de 11.2 hectáreas cubriendo en un 100% la población que se encuentra dentro del barrio, de la cual se proyectaron 1,389 habitantes y un caudal de diseño de 5.08 lts/seg, para un período de 20 años.

De acuerdo a la topografía del sitio, se realizaron dos alternativas de trazado, de la red de recolección con los respectivos cálculos hidráulicos y topográficos, se realizó el diseño del alcantarillado con el programa AutoCAD Land 2009, se analizaron cuatro alternativas de tratamiento de aguas residuales de las cuales se seleccionó la más conveniente y se elaboró el manual de operación y mantenimiento y los planos respectivos. Además se presenta un estudio de posibles impactos ambientales que podrían presentarse en la etapa de construcción como en la de operación y las Guías técnicas para la reducción de vulnerabilidad en los sistemas de alcantarillado sanitario.

La red de alcantarillado seleccionada es de tipo convencional separada y tiene una longitud total de 2,184.5 m con tubería de Cloruro de Polivinilo (PVC) clase SDR-41 de 6" de diámetro, drenando las aguas por medio de una colectora principal que va de oeste a este, inicia en la esquina sureste del hospital de Mulukukú y finaliza al este del Bo. Arnoldo Alemán en la planta de tratamiento.

El sistema de tratamiento preliminar consiste en una reja tipo mediana de limpieza manual, dos desarenadores en paralelo, para eliminación de los sólidos gruesos y sedimentables y un Parshall para medir el caudal de entrada colocada en un canal de concreto el cual conduce el flujo hacia el siguiente tratamiento.

Para la depuración de las aguas residuales fue utilizado el sistema Tanque Imhoff seguido de un Biofiltro, lo cual ha demostrado ser una de las tecnologías no convencionales más eficientes que funcionan actualmente en el país para este propósito.

El costo total de la obra será entonces de **C\$ 28, 947,882.56** equivalente a **U\$ 1, 157,915.30** con un costo per-cápita de **C\$ 20,840.81** equivalente a **U\$ 833.63** a una tasa de cambio de C\$ 25 por U\$ 1.00 a la fecha de Agosto del 2013.

ÍNDICE

I.- INTRODUCCIÓN	1
1.1.- GENERALIDADES	1
1.2.- ANTECEDENTES	3
1.3.- JUSTIFICACIÓN	4
II.- OBJETIVO	6
2.1.- OBJETIVO GENERAL	6
2.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
III.- DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	7
3.1.- POSICIÓN GEOGRÁFICA	7
3.2.- RESEÑA HISTÓRICA	8
3.3.- CLIMA Y PRECIPITACIÓN	8
3.4.- RELIEVE	9
3.5.- CUENCAS HIDROGRÁFICAS	9
3.6.- ECONOMÍA	10
3.7.- POBLACIÓN	10
3.8.- VIALIDAD Y TRANSPORTE	12
3.9.- SERVICIOS BÁSICOS	12
IV.- MARCO TEÓRICO	14
4.1.- GENERALIDADES	14
4.2.- PROYECCIÓN DE POBLACIÓN	14
4.2.1.- MÉTODOS DE CÁLCULO	14
4.2.2.- PROYECCIÓN DE POBLACIÓN (MÉTODO DE CÁLCULO)	15
4.3.- CANTIDADES DE AGUAS RESIDUALES	15
4.3.1.- CONSUMO DOMÉSTICO	15
4.3.2.- CONSUMO COMERCIAL, INDUSTRIAL Y PÚBLICO	16
4.3.3.- CAUDAL DE INFILTRACIÓN (Q_{inf})	16
4.3.4.- CAUDAL ESPECIAL (Q_{esp})	17
4.3.5.- CAUDAL MEDIO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS (Q_m)	17
4.3.6.- COEFICIENTE DE RETORNO (CR)	18
4.3.7.- GASTOS MÁXIMOS DE AGUAS RESIDUALES ($Q_{máx}$)	18
4.3.8.- GASTO MÍNIMO (Q_{min})	18
4.3.9.- CAUDAL DE DISEÑO (Q_d)	19

4.4.- ESTUDIO HIDROLÓGICO	19
4.4.1.- CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICA DE LA CUENCA	20
4.5.- PERÍODOS DE DISEÑO ECONÓMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO	27
4.6.- HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS	28
4.6.1.- FÓRMULA Y COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	28
4.6.2.- DIÁMETRO MÍNIMO	28
4.6.3.- PENDIENTE MÁXIMA	28
4.6.4.- PENDIENTE MÍNIMA	29
4.6.5.- PÉRDIDA DE CARGA ADICIONAL	29
4.6.6.- CAMBIO DE DIÁMETRO	29
4.6.7.- ÁNGULOS ENTRE TUBERÍAS	29
4.6.8.- COBERTURA SOBRE TUBERÍAS	30
4.6.9.- UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS	30
4.6.10.- SIFONES INVERTIDOS	30
4.7.- POZOS DE VISITA SANITARIO	31
4.7.1.- UBICACIÓN DE POZO DE VISITA SANITARIO	31
4.7.2.- DISTANCIA MÁXIMA ENTRE POZOS	31
4.7.3.- CARACTERÍSTICAS DEL POZO DE VISITA	32
4.7.4.- POZOS DE VISITA CON CAÍDA	32
4.8.- TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES	32
4.8.1.- PROCESO PRELIMINARES DE AGUAS RESIDUALES	32
4.8.1.1.- Rejillas	32
4.8.1.2.- Desarenadores	34
4.8.1.3.- Dispositivo para medición de caudal (Medidor Parshall)	35
4.8.2.- PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	37
4.8.2.1.- Tratamiento Preliminar + RAFA + Lagunas de Maduración	37
4.8.2.2.- Tratamiento Preliminar + RAFA + Filtro Percolador + Tanque Sedimentador	38
4.8.2.3.- Tratamiento Preliminar + Laguna Facultativa + Laguna de Maduración	40
4.8.2.4.- Tratamiento Preliminar + Tanque Imhoff + Biofiltro	41
4.9.- ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	43
4.9.1.- DEFINICIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	43
4.9.2.- ELEMENTOS DEL DIAGNÓSTICO DE UN IMPACTO AMBIENTAL	43
4.9.3.- EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	44
4.9.4.- MÉTODO GENERAL PARA LA REALIZACIÓN DE UNA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	45
4.9.5.- DOCUMENTACIÓN DE LA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	46
4.10.- GUÍAS TÉCNICAS PARA LA REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO	47

V.- DISEÑO METODOLÓGICO	48
5.1.- ESTUDIOS BÁSICOS	48
5.1.1.- TOPOGRAFÍA	48
5.1.2.- ESTUDIO DE SUELO (SONDEOS)	49
5.1.3.- CENSO POBLACIONAL	49
5.2.- ESTUDIO POBLACIONAL	50
5.2.1.- PERÍODO DE DISEÑO	50
5.2.2.- ANÁLISIS DE TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL	50
5.2.3.- POBLACIÓN DE DISEÑO	50
5.3.- CÁLCULO DE CAUDALES	51
5.3.1.- CONSUMO DOMÉSTICO	51
5.3.2.- CAUDAL ESPECIAL	51
5.3.3.- CAUDAL DE INFILTRACIÓN (Q_{inf})	52
5.3.4.- CAUDAL MEDIO (Q_m)	52
5.3.5.- CAUDAL MÁXIMO ($Q_{máx}$)	52
5.3.6.- CAUDAL DE DISEÑO (Q_d)	52
5.4.- ESTUDIO HIDROLÓGICO	52
5.5.- DISEÑO DE RED DE ALCANTARILLADO	52
5.6.- CRITERIOS DE SELECCIÓN PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO	56
5.6.1.- PRINCIPALES PARÁMETROS Y CRITERIOS GENERALES PARA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	56
5.6.2.- CRITERIOS ESPECÍFICOS DE SELECCIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS EVALUADAS PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO	57
5.7.- CALIDAD DEL AGUA DESPUÉS DEL PROCESO DE TRATAMIENTO TOTAL	60
5.8.- ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	61
5.9.- CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO APLICANDO LA GUÍA TÉCNICA PARA LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO	62
5.9.1.- EN LA ETAPA DE FORMULACIÓN	62
5.9.2.- EN LA ETAPA DE DISEÑO	62
5.9.3.- EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	62
VI.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y RESULTADOS	63
6.1.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE REDES DE ALCANTARILLADO	63
6.1.1.- ALTERNATIVA 1	64
6.1.2.- ALTERNATIVA 2	64
6.1.3.- SELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	64
6.2.- RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO	65

6.3.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO	66
6.3.1.- CRITERIOS DE SELECCIÓN DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO	66
6.3.2.- ALTERNATIVA SELECCIONADA PARA EL SISTEMAS DE TRATAMIENTO	69
6.3.2.1.- Tratamiento Preliminar y Elementos Hidráulicos Secundarios	69
6.3.2.2.- Tratamiento Primario	71
6.3.2.3.- Tratamiento Secundario	71
6.4.- DIAGNÓSTICO DEL IMPACTO AMBIENTAL	72
6.4.1.- RESULTADOS DE IMPACTOS EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	72
6.4.2.- RESULTADOS DE IMPACTOS EN LA ETAPA DE OPERACIÓN	73
6.5.- APLICACIÓN DE LA GUÍA TÉCNICA PARA LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL PROYECTO	74
6.5.1.- EN LA ETAPA DE FORMULACIÓN	74
6.5.2.- EN LA ETAPA DE DISEÑO	74
6.5.3.- EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	74
6.6.- COSTO Y PRESUPUESTO DE OBRAS	75
VII.- CONCLUSIONES	76
VIII.- RECOMENDACIONES	78
VIII.- BIBLIOGRAFIA	79

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.- Situación de Servicios Básicos de la Población.....	13
TABLA 2.- Dotación de Agua	15
TABLA 3.- Consumo Comercial, Industrial y Público.....	16
TABLA 4 .- Parámetros de Calidad de Agua.....	22
TABLA 5.- Períodos de diseño económicos para las estructuras de Alcantarillado Sanitario	27
TABLA 6.- Coeficiente de Rugosidad en Tuberías.....	28
TABLA 7.- Información Típica para el Diseño de Rejilla de Barra	33
TABLA 8.- Información Típica para el Diseño de Desarenador de Flujo Horizontal	34
TABLA 9.- Valores de "K" y "n" en el Medidor Parshall	36
TABLA 10.- Población de Diseño	50
TABLA 11.- Parámetros de Calidad de Agua	61
TABLA 12.- Resumen y Comparación de Resultados.....	63
TABLA 13.- Matriz de Evaluación de los Sistemas de Tratamiento Propuestos ..	67
TABLA 14.- Costos Totales del Sistema de Alcantarillado y Sistema de Tratamiento Seleccionado	75

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.- Macro y Micro localización del Municipio de Mulukukú.....	7
FIGURA 2.- División de Sectores del Municipio de Mulukukú.....	12
FIGURA 3.- Rejillas de limpieza manual	32
FIGURA 4.- Desarenadores de 2 unidades en paralelo	34
FIGURA 5.- Medidor Parshall.....	35
FIGURA 6.- Esquema del Sistema RAFA + Filtro Percolador	38
FIGURA 7.- Esquema del Sistema RAFA + FP + Sedimentador secundarios	39
FIGURA 8.- Esquema del Sistema de Tratamiento por Lagunas	41
FIGURA 9.- Esquema del Sistema de Tratamiento Tanque Imhoff + Biofiltro.....	42
FIGURA 10.- Editor de Configuración de Tuberías	54
FIGURA 11.- Configuración- Valores de Tubería	55
FIGURA 12.- Editor de Biblioteca de Estructuras.....	55
FIGURA 13.- Valor Máximo de Tirante.....	55
FIGURA 14.- Cuadro de Rango de Revisión.....	55

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1.- Diagrama de Causa – Efecto de Impactos Ambientales.....	44
GRÁFICO 2.- Criterios Evaluados de los Sistemas de Tratamiento.....	68
GRÁFICO 3.- Calificación Final de los Sistemas de Tratamiento.....	68

I.- INTRODUCCIÓN

1.1.- GENERALIDADES

El Planeta Tierra está compuesto por una serie de elementos importantes, uno de ellos es el agua, que es de vital importancia para la humanidad en todos los ámbitos, pero el agua no solamente puede otorgar beneficios, sino también perjuicios si no es manejada como es debido, provocando enfermedades diarreicas e infecciosas cuando ésta se encuentra contaminada, muchas veces, por el propio ser humano.

Conforme la civilización humana va creciendo también va aumentando la necesidad de solucionar una serie de problemas que la sociedad amerita, como ejemplo, su organización socioeconómica, política y ambiental, lo que incluye EL AGUA; cuya búsqueda de soluciones no sólo está basada en el abastecimiento del agua potable, sino también en la remoción de las aguas negras.

Para la solución de tales problemas y en exclusiva las aguas negras, es justa la implementación de redes de tuberías llamadas Alcantarillados Sanitarios, que descargan a un sistema de tratamiento encargado de regular las propiedades bioquímicas del agua contaminada. Estos sistemas implican la recolección, tratamiento y evacuación de las aguas residuales con el objetivo de prevenir y eliminar una serie de enfermedades y proteger el medio ambiente.

Las obras de alcantarillado incluyen todas las estructuras físicas requeridas para la recolección y disposición de aguas residuales transportadas por una alcantarilla, el cual puede incluir descargas de aguas domésticas e industriales, aguas de lluvia e infiltración de aguas en las alcantarillas.

La provisión de sistemas de alcantarillado sanitario no soluciona totalmente los problemas ambientales y de salud asociados a una alta densidad de población, por lo que se hace fundamental el tratamiento de dichas aguas ya que son un factor determinante en la salud pública y en el desarrollo del lugar.

El tratamiento del agua residual incluye cualquier proceso que pueda ser usado para modificar favorablemente las características de esta agua, esto implica exigentemente algún grado de tratamiento previo a la descarga y por consiguiente cumpla con el decreto 33-95 de La Gaceta – Diario Oficial para descargas a cuerpos de agua.

Actualmente, en Mulukukú la Alcaldía Municipal con ayuda de la cooperación Suiza de América Central (COSUDE), ha elaborado un perfil de proyecto, “Proyecto de optimización de operaciones y construcción del Sistema de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento en la región del Bo. Arnoldo Alemán” con la finalidad de elaborar un proyecto piloto de cara a la incorporación del sistema de alcantarillado sanitario de toda la cabecera municipal, previa a la aceptación de la población en sí y con el objetivo de mejorar las condiciones higiénicas en esta región. Es en el marco de esta cooperación que se realiza el tema monográfico.

1.2.- ANTECEDENTES

La recolección y el tratamiento de aguas residuales no es algo que se empieza a realizar en estos últimos años, fueron construidos estanques exclusivamente para el tratamiento de aguas residuales urbanas, ya eran conocidos en la década de 1920-1930, pero solamente en los últimos años de la segunda guerra mundial y un poco después aparecieron los primeros intentos de diseño racional de lagunas para el tratamiento de aguas servidas domésticas e industriales.

En el país, las ciudades que poseen alcantarillado sanitario son: Boaco, Corinto, Rivas, Estelí, Chinandega, Masaya, Granada, León, Jinotega, San Marcos, Somoto, Ocotal, entre otras. De acuerdo al Programa de Monitoreo Conjunto OMS/UNICEF/JMP. Hay un 56% del sector urbano en el país que cuenta con el servicio de alcantarillado y un 34% en lo que es la zona rural. Un 42% cuenta con agua recogida y tratada del cual Managua cuenta con la mayor parte de usuarios conectados a esos sistemas.

En Mulukukú no existe servicio de alcantarillado sanitario y no se ha realizado ningún tipo de estudio para este lugar, por lo que la población hace uso de letrinas que es el medio más utilizado para la disposición de excretas. Los datos tomados de los registros del censo del año 2009 beneficiados por la Alcaldía en coordinación con el programa (AGUASAN-COSUDE) ilustran la situación del saneamiento. Así se tiene que:

- El 72 % de las viviendas urbanas y rurales tienen letrinas para la disposición de excretas.
- En el 28 % de las viviendas no existen ningún medio para la disposición de las excretas o aguas servidas liberándolas a los cauces.

En el medio rural, dada la dispersión de la población, la cantidad de aguas servidas presentes no constituye un factor crítico. Sin embargo, en las áreas urbanas, por efectos de la concentración de población en un reducido espacio, contribuyen en gran medida a la contaminación del medio ambiente.

1.3.- JUSTIFICACIÓN

El sistema de alcantarillado sanitario es una medida que contribuye a mejorar la higiene de la población, la descarga de aguas grises a las calles y patios contribuyen a la proliferación de zancudos y favorecen el deterioro ambiental. En la localidad de Mulukukú, superar estos problemas es de vital importancia para la salud de los mismos.

Dentro de la problemática del “Saneamiento Básico” de comunidades tiene enorme importancia además del suministro de agua potable, la recolección de las aguas residuales. Cualquier población, por pequeña que ésta sea, debería contar como mínimo con los servicios de acueducto y alcantarillado, si se espera de ella un desarrollo social, económico y ante todo la reducción de las altas tasas de morbilidad y mortalidad, en especial de la población infantil.

Según datos suministrados por el centro de salud del municipio, se tiene que, las enfermedades que más se generan son enfermedades diarreicas agudas (EDA) y enfermedades de transmisión bacterial, como dengue clásico. Las EDA son producidas por vectores como moscas y cucarachas, que en gran medida se mantienen en las charcas formadas en las calles y las letrinas existentes que no cumplen con el aseo necesario. Por otro lado, el dengue clásico se produce mayormente en época de invierno, en donde hay mayor cantidad de depósitos de huevos de zancudos en aguas servidas, ocasionando también enfermedades diarreicas.

El Ministerio de Salud realiza jornadas de abatización y campañas para prevenir a la población de la proliferación de estas enfermedades, además del problema de las aguas servidas, sin embargo se hace caso omiso a tal caso.

Con el tratamiento de las aguas residuales, se podrá aprovechar los efluentes mediante usos que favorezcan la población de lugar, ya que el agua es uno de los bienes más reciclables del mundo y además si no se trata se podría convertir en uno de los más importantes restrictores del desarrollo social y económico del hombre.

Su escasez y su contaminación amenazan aspectos fundamentales de la seguridad humana a saber: el equilibrio del medio acuático, la producción de alimentos, la salud pública y la estabilidad social y política.

En tal sentido, las aguas residuales tratadas generadas por aquellos centros de población que tienen sistemas de drenaje y tratamientos adecuados, se convierten en una importante alternativa en la reproducción agrícola ya que en la actualidad la reutilización de las aguas residuales es una práctica mundialmente extendida.

Por tal razón, es sumamente necesario diseñar y construir un sistema de recolección y tratamiento de aguas residuales en esta zona, ya que con la construcción de la red de recolección y el tratamiento de las aguas residuales reduciría el impacto ambiental que ocasiona la disposición de excretas y el vertimiento de aguas servidas en las calles, a la vez eliminar los focos de proliferación de vectores de enfermedades de transmisión hídrica.

II.- OBJETIVO

2.1.- OBJETIVO GENERAL

- Diseñar la Red de Alcantarillado Sanitario y Sistema de Tratamiento de las Aguas residuales en el Bo. Arnoldo Alemán, en el marco de colaboración con el proyecto de Abastecimiento de Agua y Saneamiento “AGUASAN-COSUDE”.

2.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Investigar la documentación básica existente del proyecto, como es el documento de anteproyecto, censo poblacional e información topográfica.
2. Elaborar diferentes alternativas, tanto en trazado de tuberías de recolección como en sistema de tratamiento y seleccionar la opción que sea más factible para cada caso.
3. Calcular los costos directos de las obras propuestas.
4. Utilizar el programa AutoCAD Land 2009, como herramienta para el cálculo de los análisis hidráulicos, en el diseño de alcantarillado sanitario.
5. Implementar las Guías Técnica para la Reducción de la Vulnerabilidad en los Sistemas de Alcantarillado Sanitario, como medidas de prevención, mitigación y la introducción de la gestión del riesgo en la fase de formulación, diseño y construcción de los proyectos de alcantarillado.

III.- DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1.- POSICIÓN GEOGRÁFICA

La localidad de Mulukukú, cabecera del municipio de su mismo nombre, es un municipio de la Región Autónoma del Atlántico Norte (RAAN) Fig.1. Se encuentra ubicada a 245 km al NE de Managua a orillas de la carretera Río Blanco – Siuna, con coordenada 13° 10' 5" norte, 85° 00' 21" este. Se encuentra

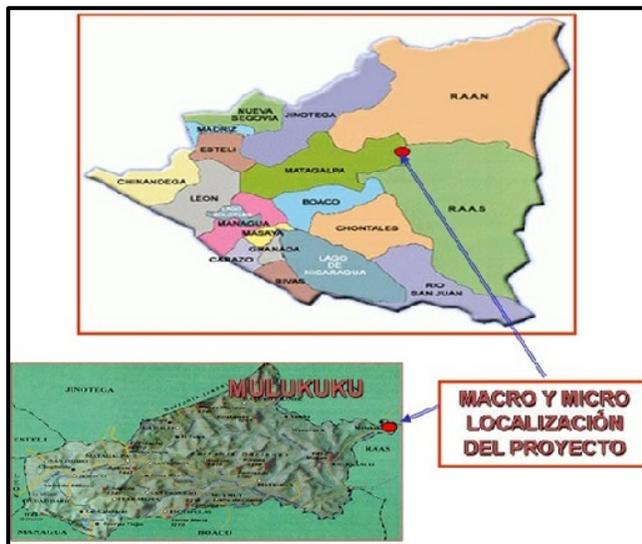


FIGURA 1.- Macro y Micro localización del Municipio de Mulukukú

dividido en 4 Sectores: 1) Sector Ciudadela, 2) Sector Mulukukú 1, 3) Sector Mulukukú 2, 4) Sector Bo.

Arnoldo Alemán. De los cuales la zona objeto de estudio del proyecto es en el Bo. Arnoldo Alemán.

Mulukukú, limita al norte con los municipios de Siuna y Waslala (RAAN), al sur con el municipio de Bocana de Paiwas (Región Autónoma del Atlántico Sur, o RAAS), al oeste con el municipio de Río Blanco (Departamento de Matagalpa) y al este con los municipios de Prinzapolka (RAAN) y La Cruz de Río Grande (RAAS). Posee una extensión territorial de 1,904.5 km², que equivale al 5.75 % del área total de la (RAAN).

El Bo. Arnoldo Alemán se encuentra en la parte noreste del municipio de Mulukukú, posee una extensión territorial de 112,000 m², en la mayor parte del sector las elevaciones se encuentran entre 85 y 100 metros sobre el nivel medio del mar.

3.2.- RESEÑA HISTÓRICA

El nacimiento de Mulukukú como poblado es reciente. Fue al inicio de los años ochenta cuando el Ministerio de la Construcción (MICONS) construyó la carretera y el puente para comunicar el Pacífico con la Región Atlántica de Nicaragua.

Para entonces, Mulukukú lo formaban sólo cinco familias, que habitaban en casas dispersas ubicadas en la margen izquierda del río.

Fue hasta que se instaló ahí una base de entrenamiento militar para reclutas del Servicio Militar Patriótico (SMP) que este poblado tomó importancia, ya que hasta aquí venían a diario decenas de familiares a visitar a los jóvenes, lo que motivó a otras personas a instalar cerca de la base pequeñas pulperías que con el tiempo, se convirtieron en negocios estables.

Pero fue hasta que terminó la guerra, en 1990, que Mulukukú empezó a poblarse de manera acelerada, y así, de las cinco familias que había a principios de 1980, actualmente hay más de 28,600 habitantes en las 22 comunidades que forman el municipio. Poco a poco, va dejando atrás el espectro de la guerra y entrando a una etapa de desarrollo local muy alentador.

3.3.- CLIMA Y PRECIPITACIÓN

El clima es húmedo a causa de los vientos que empujan las masas de aire cargadas de humedad evaporadas en el mar Caribe hacia el interior del país. Estas masas se condensan en lluvias, copiosas en intensidad y duración, que aumentan el caudal de los ríos. La precipitación varía entre 2,750 y 3,000 mm por año.

De acuerdo al índice de confort climático anual, el clima se puede clasificar como muy cálido opresivo, con temperaturas que varían entre 24 °C y 26 °C y una humedad relativa de 85 % a 90 %. Según W. Koeppen el clima se clasifica como monzónico. La evapotranspiración potencial media anual se encuentra entre 1600 y 1400 mm.

3.4.- RELIEVE

La topografía en la parte oeste y norte del municipio, presenta cerros y lomas que constituyen las estribaciones orientales de las mencionadas serranías de Isabelia. Las elevaciones de mayor importancia se encuentran al norte y al oeste, identificándose como cerro el Mosquito con una altura de 421 msnm y cerro Chico Smith con 402 msnm. En el resto del territorio, las elevaciones se encuentran en su mayor parte entre los 100 y 200 metros sobre el nivel medio del mar.

3.5.- CUENCAS HIDROGRÁFICAS¹

Los principales sistemas hidrográficos de Mulukukú son las cuencas de dos ríos principales que vierten sus aguas en el mar Caribe, la cuenca del río Tuma, que a su vez es la del río Grande de Matagalpa y a la que desembocan los principales ríos del municipio como son: Iyas, Lisawé, Wilike, Kangrina y otros arroyos de menor importancia, afluentes del río Prinzapolka que sirve de límite natural con el municipio homónimo.

El río Tuma con una longitud de 180 km, nace en el departamento de Jinotega, a unos 250 kilómetros al noreste de la capital, Managua. El río fluye en dirección este, se cruza en departamento de Matagalpa, en el curso inferior forma la frontera entre el departamento de Matagalpa y la Región Autónoma del Atlántico Norte, y entre Región Autónoma del Atlántico Norte con la Región Autónoma del Atlántico Sur, donde se une con río Grande de Matagalpa.

El río Grande de Matagalpa drena una cuenca de 18.445 km² y tiene una longitud de 465 km, es el segundo río más largo del país (tras el río Coco). Esta cuenca contiene algunos afluentes que se han secado debido al alto grado de deforestación que ha sufrido la zona, en la estación lluviosa por efecto de la concentración de precipitaciones se producen altas avenidas, desbordándose las corrientes del cauce, ocasionando daños en la red vial y destruyendo los puentes. Siendo la más relevante la ocurrida el 17 de octubre de 2007.

¹ Departamento de Hidrogeología, INETER

3.6.- ECONOMÍA

La economía de la zona se apoya básicamente en la ganadería y la agricultura, predominando en esta última el cultivo de granos básicos y actividades complementarias derivadas de estos rubros. Los granos básicos se dan en pequeña escala para el consumo interno, lográndose comercializar el arroz fuera del territorio.

La actividad comercial se concentra principalmente en la cabecera municipal y se ha venido consolidando a partir del emplazamiento de viviendas a orillas de la carretera. Esta actividad se vincula estrechamente con el traslado de ganado y arroz como rubros principales, complementados con otros productos que forman parte de la carga y acarreo. Actualmente, de acuerdo a su tendencia, la localidad manifiesta en su estructura global el mayor peso en la actividad comercial, logrando que esta sea el eje principal de la economía local y a la vez contribuyen con los ingresos públicos (municipales) al comerciar con la ganadería vigorosamente.

El sector artesanal es derivado de la actividad ganadera. El 83 % de establecimientos están dedicados a la rama alimenticia (destace, descremadora) y a la rama del cuero (curtiembre, talabartería), generando el 57 % de empleos del sector pecuario. El comercio al por menor representado por las pulperías – ventas, representa el mayor peso de la estructura económica del sector en el centro del poblado al agrupar el 92 % de establecimientos dedicados a la reventa de artículos.

3.7.- POBLACIÓN²

Los datos del VIII Censo de Población y IV de Vivienda (INIDE 2005)³, levantados en el mes de junio del año 2005 indican que la población total del municipio de Mulukukú ascendió a 29,838 habitantes. Un total de 4,283 personas (el 14.4 %) constituyen la población urbana que se concentra en la cabecera municipal Mulukukú.

² Fuente: Alcaldía Municipal de Mulukukú.

³ Fuente: VIII Censo de Población y IV de Vivienda (INIDE 2005).

Las restantes 25,555 personas que representan el 85.6 %, constituyen la población rural y residen en 37 comunidades o comarcas cuya población individual varía entre 2,200 y menos de 100 habitantes. El número de viviendas ocupadas ascendió a 5,409, correspondiendo 856 unidades al área urbana y 4,553 unidades al área rural. El índice de habitantes por vivienda general corresponde a 5.51 (hab/viv); 5.0 hab/viv en el área urbana y 5.61 hab/viv en el área rural. En los últimos años, la población ha crecido a un ritmo del 3.6 % anual.

En censo realizado por la Alcaldía Municipal en diciembre del año 2009 se obtuvo que la población del sector del barrio Arnoldo Alemán es de 787 personas,

La cabecera municipal presenta un área urbanizada de 87.7 hectáreas, dividida en dos sectores por el río Tuma: Mulukukú 1, al sur oeste que corresponde al área de desarrollo original con una extensión de 44.5 Ha, equivalente al 50.7 % del total. Mulukukú 2, de reciente desarrollo presenta un área de 43.2 Ha, hacia el noreste, equivalentes al 49.3 % del total. Las últimas tendencias de crecimiento de la localidad se desarrollan a lo largo de la carretera.

La topografía del área de Mulukukú 1 es relativamente plana con elevaciones topográficas entre los 94 y 103 msnm, en Mulukukú 2 el terreno es más ondulado y las elevaciones varían de 98 a 124 msnm y en el Bo. Arnoldo Alemán las elevaciones varían entre los 86 y 100 msnm. Ver localización de barrios en Figura No. 2

FIGURA 2.- División de Sectores del Municipio de Mulukukú⁴



Fuente: Alcaldía Municipal de Mulukukú

3.8.- VIALIDAD Y TRANSPORTE

El poblado es accesible por la carretera de Río Blanco-Siuna. Se localiza a 49 kilómetros al noreste de la localidad de Río Blanco y a 245 km de la ciudad capital Managua. El tramo Managua - Río Blanco se encuentra pavimentado, mientras que el trayecto entre Río Blanco y Mulukukú se encuentra macadanizado.

3.9.- SERVICIOS BÁSICOS

Los servicios públicos e infraestructura de Mulukukú disponibles en el municipio incluye energía eléctrica y telecomunicaciones, abastecimiento de agua, puesto de salud, escuelas primaria y centros de educación secundaria, no obstante que la cobertura y disponibilidad de los mismos es limitada. Los datos que aparecen en la siguiente tabla reflejan la situación existente en el año 2005.

⁴ Fuente: Alcaldía Municipal de Mulukukú.

Con respecto a las telecomunicaciones, el servicio de telefonía, está disponible para la Alcaldía Municipal y existen dos cabinas de ENITEL. La Policía Nacional cuenta con telefonía satelital. También la Alcaldía dispone de servicio de Internet y Fax.

TABLA 1.- Situación de Servicios Básicos de la Población⁵

Concepto	Total	Urbano	Rural
Viviendas ocupadas (c/u)	5,409	856	4,553
Abastecimiento de agua (c/u)	1,289	525	764
Cobertura de agua (%)	23.8	61.3	16.7
Energía eléctrica	946	561	385
Cobertura de energía eléctrica (%)	17.5	65.5	8.4
Con letrinas u otros	2,779	742	2,037
Cobertura letrinas u otros (%)	51.3	86.7	44.7

Fuente: Proyecto AGUASAN-COSUDE, base a datos INIDE 2005

⁵ Fuente: Proyecto AGUASAN-COSUDE y Base de Datos de INIDE 2005.

IV.- MARCO TEÓRICO

4.1.- GENERALIDADES

Antes de iniciar un diseño de un sistema de alcantarillado, se 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 ser los siguientes: Geológicos, geotécnicos, sanitarios, hidrológicos, obras existentes, topográficos y misceláneos.

4.2.- PROYECCIÓN DE POBLACIÓN⁶

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

4.2.1.- MÉTODOS DE CÁLCULO

Los métodos más comunes implementados a la hora de una proyección poblacional son: la tasa de crecimiento geométrico, la tasa de crecimiento a porcentaje decreciente, el método gráfico de tendencia, el método gráfico comparativo, el método por porcentaje de saturación, entre otros.

⁶ Fuente: Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado, INAA - Capítulo II.

4.2.2.- PROYECCIÓN DE POBLACIÓN (MÉTODO DE CÁLCULO)

La fórmula empleada para la proyección de la población es la siguiente:

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

Dónde:

P_n = Población al cabo de “n” años

P_0 = Población actual

n = número de años a los que se proyecta la población

r (%) = Incremento geométrico anual

La tasa de crecimiento geométrico: este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua.

4.3.- CANTIDADES DE AGUAS RESIDUALES⁷

4.3.1.- CONSUMO DOMÉSTICO

Como se muestra en la siguiente tabla, el consumo doméstico de agua potable para las ciudades del país, excepto Managua, es el siguiente:

TABLA 2.- Dotación de Agua

Rango de Población	Dotacion (lt/pers-dia)
0 - 5000	100
5000 - 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

FUENTE: GUIAS TECNICAS INAA - Capítulo III, Acápite 3.2.2

⁷ Fuente: Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado, INAA - Capítulo III.

4.3.2.- CONSUMO COMERCIAL, INDUSTRIAL Y PÚBLICO

Se deberá usar los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria, para todas las zonas del país (a excepción de Managua). En casos especiales se estudiará específicamente en forma detallada. Ver siguiente tabla.

TABLA 3.- Consumo Comercial, Industrial y Público

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o institucional	7
Industrial	2

FUENTE: GUIAS TÉCNICAS INAA - Capítulo III, Acápito 3.3.2

4.3.3.- CAUDAL DE INFILTRACIÓN (Qinf)

El caudal de infiltración incluye el agua del subsuelo que penetra las redes de alcantarillado y se determina considerando los siguientes aspectos: El coeficiente de infiltración varía según:

- La altura de nivel freático sobre el fondo del colector.
- Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual.
- Dimensiones, estado, tipo de alcantarillas y cuidado en la construcción de cámaras de inspección.

A continuación se recomiendan tasas de infiltración en base al tipo de tubería, al tipo de unión y la situación de la tubería respecto a las aguas subterráneas.

- Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.
- Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5,000 L/ha/día.
- Para tuberías plásticas (PVC) 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro o 1,300 Gal/Ha*día.

4.3.4.- CAUDAL ESPECIAL (Qesp)

El aporte institucional varía con el tipo y tamaño de la institución, (instituciones pública, hospitalarias, hoteles, colegios, cuarteles y otros similares) por lo que debe considerarse cada caso particular.

4.3.5.- CAUDAL MEDIO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS (Qm)

El caudal medio diario de aguas residuales, el cual se define como la contribución durante un periodo de 24 horas, obtenidas como el promedio durante un año. Cuando no se dispone de datos de aporte de aguas residuales, lo cual es usual en la mayoría de los casos, se debe cuantificar este aporte en base al consumo de agua potable obtenido en el diseño del sistema de agua potable.

$$Q_m = \frac{CR \times Dotac \times D \times A}{86,400 \text{ Seg/Dia}}$$

Dónde:

Qm = Caudal medio diario de aguas residuales domésticas, (ℓ/s)

CR = Coeficiente de retorno

Dotac = Dotación de agua potable, (ℓ/habit-d)

D = Densidad de población de la zona, (habit/Ha)

A = Área de drenaje en la zona, (Ha)

La estimación del gasto promedio de un área de drenaje puede basarse sobre el aporte de agua negras por persona multiplicada por la población del área. Sobre el producto del número de edificio de diferentes clases que existen en el área, por una estimación de los ocupantes de cada edificio.

Sobre el producto del área por una estimación de su densidad de población. El máximo se obtiene usando el factor del promedio. Bajo este concepto se consideran los aportes señalados de las Normas Técnicas de INAA, reducidos en un 20%.

4.3.6.- COEFICIENTE DE RETORNO (CR)

Este coeficiente toma en cuenta el hecho de que no toda el agua consumida dentro del domicilio es devuelta al alcantarillado, por razón de sus múltiples usos como riego, lavado de pisos, cocina y otros. Se puede establecer, entonces, que solo un porcentaje del total del agua consumida es devuelta al alcantarillado. Este porcentaje es el 80% y es denominado coeficiente de retorno o aporte.

4.3.7.- GASTOS MÁXIMOS DE AGUAS RESIDUALES ($Q_{m\acute{a}x}$)

El gasto máximo de aguas residuales domésticas es un factor que regula el cálculo de capacidad de los conductos. Ya que debe ser suficiente para conducir el gasto máximo, se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmón.

$$Q_{m\acute{a}x} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{1/2}} \right] Q_m$$

Dónde:

$Q_{m\acute{a}x}$ = Gasto máximo de aguas residuales domésticas, (ℓ/s)

P = Población servida en miles de habitantes.

Q_m = Gasto medio de aguas residuales domésticas, (ℓ/s)

El factor de relación deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00.

El caudal máximo diario es la relación entre el gasto máximo y el promedio. Su alcance está recomendado a poblaciones de 1,000 y 100,000 habitantes, sin embargo no se señala ninguna limitación.

4.3.8.- GASTO MÍNIMO (Q_{min})

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

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

4.3.9.- CAUDAL DE DISEÑO (Qd)

El caudal de diseño para alcantarillas es el caudal máximo, para el caso de alcantarillado con un adecuado control en las conexiones domiciliarias más caudales adicionales como caudal de infiltración más caudales especiales, que pueden ser comercial, industrial, institucional u otros. Se calculará de la siguiente forma:

$$Qd = Qmáx + Qinf + Qesp$$

Dónde:

Qd = Caudal de diseño, (ℓ/s)

Qmáx = Caudal máximo, (ℓ/s)

Qinf = Caudal de infiltración, (ℓ/s)

Qesp = Caudal especial, (ℓ/s)

4.4.- ESTUDIO HIDROLÓGICO⁸

En el estudio hidrológico de una cuenca se plantea la necesidad de realizar un análisis de aquellas áreas susceptibles a inundaciones, para prevenir o mitigar el daño provocado por creciente de gran magnitud a sectores importantes como ciudades urbanizadas. En nuestro caso, se necesita hacer un estudio en un cauce que será atravesado por el sistema de alcantarillado sanitario del Bo. Arnoldo Alemán.

Uno de los factores importantes es conocer cuál es la descarga del flujo que atraviesa la estructura. La descarga puede determinarse por varios métodos hidrológicos a través de registros históricos de correntadas o utilizando información tabulada de ríos y riachuelos específicos de la zona, si existen también se puede utilizar información general de la intensidad pluvial de la región, análisis comparativo de una región específica para determinar las corrientes en función de la cuenca y sus características, usando método como la formula racional junto con información generalizada de la intensidad pluvial, entre otros.

⁸ APUNTES DE INGENIERÍA SANITARIA. Ing. Miguel Blanco Chávez. Departamento de hidráulica-FTC-UNI-RUPAP.

4.4.1.- CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICA DE LA CUENCA

a) Rectángulo equivalente: es un triángulo que tiene la misma superficie de cuenca, el mismo perímetro, el mismo índice de compactidad e idéntica repartición que la cuenca de estudio. En nuestro trabajo para calcular el rectángulo equivalente utilizaremos la siguiente fórmula:

$$LM = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 \times S}}{4} \qquad Lm = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16 \times S}}{4}$$

Donde:

LM: Longitud del lado mayor del RE, (km)

Lm: Longitud del lado menor del RE, (km)

P: Perímetro de la cuenca, (km)

S: Superficie de la cuenca, (km²)

b) Forma de la cuenca: determina la distribución de las descargas de agua en la superficie de recepción de la cuenca y es de gran parte responsable de las características de las crecidas y el comportamiento de los mismos. El comportamiento de una avenida es expresado por parámetros tales como; el coeficiente de compactidad y el factor de forma.

Factor de Forma: es la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo.

$$F_f = \frac{A}{L^2}$$

Una cuenca con factor de forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño, pero con coeficiente de forma mayor.

Índice de Compacidad o de Gravelius: es el que te da una idea de la forma de la cuenca y relaciona al perímetro de la cuenca y del círculo de la misma superficie. Si I_c es mayor que uno, pertenece a una cuenca alargada. Este tipo de cuenca reducen las probabilidades de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que presenta el cauce.

$$I_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Donde:

I_c : Índice de compacidad de Gravelius

P: Perímetro de la cuenca, (km)

S: Superficie de la cuenca, (km²)

c) Pendiente del cauce: Para determinar la pendiente del cauce utilizaremos la siguiente fórmula dejando como otra opción el empleo de varias ecuaciones que estarán en dependencia del comportamiento del terreno (topografía del cauce).

$$L_{cauce} = \frac{HM - Hm}{1000 \times Lr}$$

Donde:

L_{cauce} : Pendiente media del cauce

HM: Altitud máxima de la cuenca, (msnm)

Hm: Altitud mínima de la cuenca, (msnm)

Lr: Longitud del cauce, (km)

d) Coeficiente de torrencialidad:

$$Ct = \frac{N}{S}$$

Donde:

Ct: Coeficiente de torrencialidad

N: Número total de ríos

S: Superficie total de la cuenca, (km²)

Con el coeficiente de torrencialidad se puede establecer el grado de erosión de la red de drenaje. Conocido este coeficiente se definió una jerarquía del mismo, con el fin de aplicar en cuanto como, con el respecto al grado de erosión de arroyos y ríos, la erosión del suelo afecta a diferentes cuencas, obteniéndose finalmente los siguientes valores.

TABLA 4 .- Parámetros de Calidad de Agua

Coeficiente de Torrencialidad	Grado de Erosión
< 0.30	Ligera
0.30 - 0.50	Moderada
0.50 - 0.80	Fuerte
> 0.80	Muy fuerte

e) Densidad de drenaje: suma de las longitudes de toda la red de cauces de cualquier orden, en una cuenca, dividida por el área de la misma.

$$Dd = \frac{L \text{ rio}}{S}$$

Donde:

Dd: Densidad de drenaje

L rio: Longitud total de cursos de agua, (km)

S: Superficie total de la cuenca, (km²)

Este parámetro viene a apoyar los resultados de la forma de la cuenca, determina que a bajas densidades menos posibilidades de crecientes. Esta será favorecida sí en la región existe material de subsuelo altamente resistente.

- **CARACTERIZACIÓN Y DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL CAUDAL POR EL MÉTODO RACIONAL**

- Ubicación del punto de interés:** se localiza en mapa geodésico el punto de interés sobre el cauce en el que interesa conocer su caudal para fines de una construcción hidráulica, tales como: caja-puentes, alcantarillas, cortinas hidráulicas, entre otras. El mapa a utilizar deberá estar a escala adecuada que permita interpretar con claridad la información de preferencia 1:10,000 a 1:50,000. Las curvas de nivel deberán estar lo menos distantes posibles de preferencia cada dos o cinco metros.
- Delimitación de cuenca:** se delimita la cuenca estableciendo como punto de control o de cierre el que corresponde al sitio de interés de acuerdo al propósito del estudio o sea la ubicación del cruce del alcantarillado sanitario en el cauce.
- Área de la cuenca en recepción:** es el área de la cuenca hidrográfica donde ocurre la mayor precipitación y está determinada desde una estación de aforo en el río principal hacia arriba.
- Perímetro:** es el contorno de la cuenca que se encuentra delimitada por el parteaguas. Esta característica tiene influencia en el tiempo de concentración.
- División de la cuenca en sub-cuencas:** el tamaño de cada sub-cuenca está determinado por las limitaciones del método racional que se aplica en cuencas cuya área de aportación es menor de 500 Ha cada sub-cuenca tiene su punto de control o cierre.
- Identificación del punto de control de cada sub-cuenca:** la identificación puede ser por número, una o grupo de letras o un nombre.

- **DETERMINACIÓN DE CARACTERÍSTICAS HIDROMETEOROLÓGICAS DE CADA SUB-CUENCA**

- a) **Nombre:** para identificar a cada subcuenca generalmente se toma la primera letra o las siglas del nombre del sector en el que se localiza el punto de interés de la cuenca correspondiente a un punto de control.
- b) **Área:** el área de aportación se obtiene por las lecturas directas con el planímetro en el mapa geodésico o con menor precisión dividiendo las subcuencas en figuras geométricas conocidas para su facilidad de cálculo como fórmulas matemáticas (rectángulos, trapecio, triángulos, entre otros).
- c) **Longitud total del cauce (L):** la longitud se mide tomando en cuenta el cauce principal, que generalmente es el de mayor recorrido partiendo del punto más remoto hasta el punto de control.
- d) **Altura máxima (H_{máx}):** es la elevación máxima del punto más remoto del cauce principal donde se inicia el escurrimiento de agua.
- e) **Altura mínima (H_{mín}):** es la elevación del punto de control de la subcuenca.
- f) **Pendiente del fondo del cauce (S_c):** es la pendiente del fondo del cauce principal, pero puede ser un valor estipulado en porcentaje.

$$S_c = \frac{H_{máx} - H_{mín}}{L}$$

g) Tiempo de concentración (tc): el tiempo de concentración depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y de la velocidad que adquiere, en promedio dentro de la misma. Se puede calcular con varios métodos o fórmulas de Basso que también se le denomina el método del proyecto Hidrometeorológico Centroamericano.

$$t_c = 0.0041 \left[\frac{3.28 L}{\sqrt{S_c}} \right]^{0.77}$$

Donde:

tc: Tiempo de concentración, (min)

L: Longitud del cauce principal, (m)

Sc: Pendiente del cauce, (m/m)

h) Selección de estación meteorológica: la selección depende de la cercanía con el proyecto y de las condiciones topográficas de su área de influencia por los polígonos de Thiessen.

i) Intensidad de precipitación (I): se obtiene por la lectura directa en la curva de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) de la estación meteorológica o por la aplicación de su respectiva ecuación definida para el período de retorno (T) seleccionado para el diseño.

j) Período de retorno: la lluvia de diseño para un diseño de aguas lluvias es un tema relativamente complejo, puesto que depende del grado de seguridad ante las inundaciones que requiera la ciudadanía o bien el período de retorno de la misma. El período de retorno indica la ocurrencia en que un evento puede ser igualado o superado por lo menos una vez en determinado tiempo.

k) Coeficiente de escorrentía (C): es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitado, en un intervalo de tiempo determinado (ambas expresan una altura de agua). Si la cuenca no es homogénea a lo que se refiere al uso y tipo de suelo, este coeficiente debe ser ponderado por una unidad de área o bien:

$$C = \frac{\sum C_i \times A_i}{\sum A_i}$$

Donde:

C_i : Coeficiente de escorrentía se la cuenca homogénea, (adimensional)

A_i : Área de la cuenca homogénea, (km²)

La escorrentía es limitada en las cuencas pequeñas que drenan hacia los lagos y al océano por la poca precipitación, alta capacidad de infiltración, alta evaporación potencial y cortas trayectorias de los ríos.

l) Caudal (Q): se calcula por la aplicación del método de la formula racional, o bien:

$$Q = 0.2778 C I A$$

Donde:

Q: Caudal, (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía, (adimensional)

I: Intensidad de precipitación, (mm/hr)

A: Área de la cuenca, (km²)

4.5.- PERÍODOS DE DISEÑO ECONÓMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO⁹

Cuando se trata de diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta qué punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad, qué partes deben considerarse a construirse en forma inmediata y cuáles son las previsiones que deben de tomarse en cuenta para incorporar nuevas construcciones al sistema, Ver siguiente tabla.

TABLA 5.- Períodos de diseño económicos para las estructuras de Alcantarillado Sanitario

Tipo de estructuras	Características especiales	Período de diseño / años
Colecores principales Emisarios de descarga	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Tuberías secundarias hasta \varnothing 375 mm		25 o más
Plantas de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse por etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir	10 a 25
Edificaciones y estructuras de concreto		50
Equipos de bombeo: a) De gran tamaño		15 a 25
b) Normales		10 a 15

FUENTE: GUIAS TÉCNICAS INAA, - Capítulo IV, Acápite 4.1

⁹ Fuente: Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado, INAA - Capítulo IV.

4.6.- HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS¹⁰

4.6.1.- FÓRMULA Y COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base a la fórmula de Manning. En la siguiente tabla, se indican los valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corriente. La Fórmula de Manning es la siguiente:

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

Dónde:

V = Velocidad de escurrimiento, (m/s)

R = Radio hidráulico = Área de tubería / Perímetro mojado, (m)

S = Pendiente hidráulica, (m/m)

n = Coeficiente de Manning, dependiente al material a usar.

TABLA 6.- Coeficiente de Rugosidad en Tuberías

Material	Coeficiente "n"
Concreto	0.013
Polivinilo (PVC)	0.009
Polietileno (PE)	0.009
Asbesto - Cemento (AC)	0.010
Hierro Galvanizado (H°G°)	0.014
Hierro Fundido (H°F°)	0.012
Fibra de vidrio	0.010

FUENTE: GUIAS TÉCNICAS INAA, - Capítulo V, Acápite 5.1

4.6.2.- DIÁMETRO MÍNIMO

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm (6”).

4.6.3.- PENDIENTE MÁXIMA

Aquella pendiente que produzca una velocidad máxima de 3 m/s.

¹⁰ Fuente: Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado, INAA - Capítulo V

4.6.4.- PENDIENTE MÍNIMA

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la tensión de arrastre, según la siguiente ecuación:

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

Dónde:

f = Tensión de arrastre, (Pa)

W = Peso específico del líquido, (N/m³)

R = Radio hidráulico a gasto mínimo, (m)

S = Pendiente mínima, (m/m)

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

4.6.5.- PÉRDIDA DE CARGA ADICIONAL

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

4.6.6.- CAMBIO DE DIÁMETRO

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor.

En los cambios de diámetro, deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de ambas tuberías.

4.6.7.- ÁNGULOS ENTRE TUBERÍAS

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

4.6.8.- COBERTURA SOBRE TUBERÍAS

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

Si por salvar obstáculos o por circunstancias muy especiales se hace necesario colocar la tubería a profundidades inferiores a 1 m, la tubería será encajonada en concreto simple con un espesor mínimo de 0.15 m alrededor de la pared exterior del tubo.

4.6.9.- UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS

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

En las vías de circulación dirigidas de norte a sur, las tuberías se deberán ubicar al oeste de la línea central de la vía. En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 m.

4.6.10.- SIFONES INVERTIDOS

Los sifones invertidos se utilizan para pasar por debajo de estructuras tales como conducciones, ferrocarriles subterráneos o bajo un curso de agua a través de un valle. Se deberán construir con tuberías de hierro dúctil, concreto reforzado u otro material resistente a las presiones que estarán sometidos.

Los parámetros de diseño serán los siguientes:

1. El diámetro mínimo, igual al mismo tamaño que el de las alcantarillas.
2. La velocidad deberá mantenerse entre 0.90 y 1.20 m/s.
3. Se deberán instalar más de una tubería, para mantener velocidades adecuadas en todo momento, disponiendo los tubos de tal manera, que

éstos entren progresivamente en operación al aumentar el caudal de agua residual.

4. La pérdida de carga realmente necesaria en cualquier momento deberá ser igual a la pérdida por rozamiento más las pérdidas singulares.
5. El nivel de arranque de la cámara de registro a la salida del sifón deberá estar a una elevación por debajo, con relación a la rasante en la cámara de registro a la entrada del sifón, igual a las pérdidas de carga enunciadas en el numeral anterior.

Los criterios y fórmulas utilizadas para el diseño un sifón invertido se encuentran especificados y detallados en el Apéndice C-3.

Estos fueron tomados de un diseño hidráulico llamado, DISEÑO HIDRÁULICO DE UN SIFÓN INVERTIDO de la Universidad Pedro Ruiz Gallo, Facultad de Ingeniería Civil, Perú.

4.7.- POZOS DE VISITA SANITARIO¹¹

4.7.1.- UBICACIÓN DE POZO DE VISITA SANITARIO

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

4.7.2.- DISTANCIA MÁXIMA ENTRE POZOS

<u>Diámetro ϕ (mm)</u>	<u>Separación máxima (m)</u>
150 a 400	100
450 y mayores	120

¹¹ Fuente: Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado, INAA - Capítulo VI.

4.7.3.- CARACTERÍSTICAS DEL POZO DE VISITA

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

4.7.4.- POZOS DE VISITA CON CAÍDA

Se deberán usar pozos de visita con caída cuando la altura entre el fondo del pozo de visita y el fondo de la tubería de entrada sea mayor de 0.60 m.

4.8.- TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

4.8.1.- PROCESO PRELIMINARES DE AGUAS RESIDUALES¹²

El tratamiento preliminar es el proceso de eliminación de aquellos constituyentes de las aguas residuales, que pudieren interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento.

4.8.1.1.- Rejillas

Las rejillas son un conjunto de barras, colocadas una al lado de la otra, que pueden ser rectangulares o circulares y con un determinado grado de inclinación. Tienen como fin retener sólidos suspendidos de dimensiones considerables. Pueden ser de limpieza manual o mecánica. Para instalaciones pequeñas, se utilizan las de limpieza manual.



FIGURA 3.- Rejillas de limpieza manual

¹² Fuente: Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado, INAA - Capítulo IX.

Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas. La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.

En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento. Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0.45 m/s a caudal promedio.

La siguiente tabla muestra los valores típicos acerca de la geometría de rejas tanto de limpieza manual como mecánica.

TABLA 7.- Información Típica para el Diseño de Rejilla de Barra

Parámetro	Limpieza manual	Limpieza Mecánica
Sección recta de la barra:		
Anchura (mm)	5 - 15	5 - 15
Profundidad (mm)	25 - 37.5	25 - 37.5
Separación entre barras (mm)	25 - 50	25 - 75
Ángulo con la vertical (grados)	30 - 45	0 - 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.30 - 0.60	0.60 - 1.10
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

FUENTE: GUIAS TECNICAS INAA - Capítulo IX, Acápito 9.2

Los criterios y fórmulas utilizadas para el diseño de las rejillas se encuentran especificados y detallados en el Apéndice D-1-2. Los cuales fueron tomados de la Guía para el diseño de tratamiento preliminares, OPS/OMS – CEPIS. Lima 2005.

4.8.1.2.- Desarenadores

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



FIGURA 4.- Desarenadores de 2 unidades en paralelo

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. 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. Ver la siguiente tabla.

TABLA 8.- Información Típica para el Diseño de Desarenador de Flujo Horizontal

Parámetro	Valores	
	Intervalos	Típicos
Tiempo de retención, s	45 - 90	60
Velocidad horizontal, m/s	0.24 - 0.40	0.3
Velocidad de sedimentación para la eliminación de:		
<i>Malla 65, m/min⁽¹⁾</i>	0.95 - 1.25	1.15
<i>Malla 106, m/min⁽¹⁾</i>	0.60 - 0.90	0.75
Relación largo: ancho	2.5:1 - 5:1	
Relación ancho: profundidad	1:1 - 5:1	
Cargas superficiales, m ³ /m ² .d	700 - 1600	
Incremento de longitud por turbulencia en la entrada y salida	2. Hm - 0.5 L	

FUENTE: GUIAS TECNICAS INAA - Capítulo IX, Acápites 9.5

Hm = Profundidad máxima del desarenador

L = Longitud teórica del desarenador

(1) = Si el peso específico de la arena es substancialmente menor que 2.65, deben usarse velocidades inferiores.

Los criterios y fórmulas utilizadas para el diseño de un desarenador se encuentran especificados y detallados en el Apéndice D-1-3. Los cuales fueron tomados de la Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores. OPS/CEPIS. UNATSABAR. Lima. 2005.

4.8.1.3.- Dispositivo para medición de caudal (Medidor Parshall)¹³

El medidor Parshall está incluido entre los medidores de flujo crítico es de fácil construcción, presenta la ventaja de depender de sus propias características hidráulicas una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es baja, posee sistema de auto limpieza



FIGURA 5.- Medidor Parshall

que hace que no haya obstáculos capaces de provocar formación de depósitos, por lo tanto es el más recomendable para medir caudales de aguas residuales sin tratar. Se deberá colocar a continuación del desarenador. Puede fabricarse de PVC o fibra de vidrio, pudiendo ser montado en el sitio para aumentar su precisión. El gasto es obtenido por la ecuación siguiente:

$$Q = K (H_a)^n$$

Q = Caudal – gasto, (m³/s)

Ha = Profundidad en relación con la cresta obtenida en el piezómetro situado a los 2/3 del largo A de la convergencia, contando esa distancia a lo largo de la pared de la convergencia de abajo para arriba, a partir de la sección extrema de abajo de la convergencia.

¹³ Fuente: Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado, INAA – Capítulo X, Acápito 10.3

K y n = Valores numéricos que se muestran en la tabla siguiente de acuerdo con la magnitud de la garganta (W).

TABLA 9.- Valores de "K" y "n" en el Medidor Parshall

W (m)	"K"	"n"	Capacidad (m ³ /s)	
			Mínima	Máxima
0.0760	0.1760	1.5470	0.00085	0.0538
0.1520	0.3810	1.5800	0.00152	0.1104
0.2290	0.5350	1.5300	0.00255	0.2519
0.3050	0.6900	1.5220	0.00311	0.4556
0.4570	1.0540	1.5380	0.00425	0.6962
0.6100	1.4260	1.5500	0.01189	0.9367
0.9250	2.1820	1.5560	0.01726	1.4263
1.2200	2.9350	1.5780	0.03679	1.9215
1.5250	3.7280	1.5870	0.06280	2.4220
1.8300	4.5150	1.5950	0.07440	2.9290
2.1350	5.3060	1.6010	0.11540	3.4400
2.4400	6.1010	1.6060	0.13070	3.9500
0.30 - 2.40	$Q = 0.372 * W * (3.281 H_a)^{1.568} W^{0.026}$			

FUENTE: GUIAS TECNICAS INAA - Capítulo X, Acápito 10.3

Nota: Los coeficientes de la ecuación anterior expresan a "k" y "n", siendo "n" los que se encuentran en forma exponencial en tabla No.9.

Valores de "k" y "n" en el medidor Parshall según ancho de garganta. Fuente INAA.

4.8.2.- PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La selección de un proceso de tratamiento de aguas residuales o de la combinación adecuada de ellos, depende principalmente de las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente, la disponibilidad de terreno, de la cantidad de población, caudal de aguas residuales, de los costos de construcción, operación del sistema de tratamiento y la confiabilidad del sistema de tratamiento.

La mejor opción de tratamiento se selecciona con base en el estudio individual de cada caso, de acuerdo con las eficiencias de remoción requeridas y con los costos de cada una de las posibles soluciones técnicas.

Se han analizados diversas alternativas para poder darle una salida integral al problema del tratamiento de las aguas residuales, logrando identificar las siguientes propuestas:

4.8.2.1.- Tratamiento Preliminar + RAFA + Lagunas de Maduración¹⁴

El sistema propuesto contempla un arreglo con Tratamiento preliminar + Tratamiento primario (RAFA) + Tratamiento secundario (LAGUNA DE MADURACION) (Ver Figura No. 6).

El RAFA (Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente) o UASB, son un tipo de biorreactor tubular que operan en régimen continuo y en flujo ascendente, es decir, los líquidos entran por la parte inferior del reactor, atraviesa todo el perfil longitudinal y sale por la parte superior. Estos son reactores anaerobios en los que los microorganismos se agrupan formando biogránulos que hacen posible la realización de un buen tratamiento incluso a altas tasas de cargas orgánicas.

Las lagunas de maduración tienen como objetivo principal reducir la concentración de bacterias patógenas, estas lagunas generalmente son el último paso del tratamiento antes de volcar las aguas tratadas en los receptores finales en donde la remoción de organismos patógenos es uno de los objetivos más importantes y consecuentemente Sólidos Suspendidos (SS), Demanda Bioquímica de Oxígeno

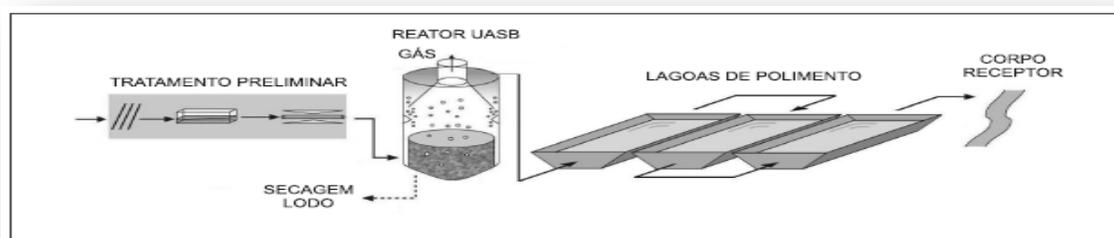
¹⁴ Fuente: Anaerobic Reactor, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, C.A (2007). London UK: IWA

(DBO) y Demanda Química de Oxígeno (DQO). Estos organismos a ser quitados incluyen bacterias, virus, quistes del protozooario y huevos de helmintos. (Sperling, Waste Satibilitation Ponds, 2007).

El RAFA + Laguna de pulimiento o maduración es una configuración muy interesante desde el punto de vista técnica, económica y ambiental, principalmente cuando hay limitaciones del área para la construcción de sistemas de lagunas.

Además, los problemas relacionados al olor de las lagunas anaerobias pueden evitarse utilizando los RAFA + Laguna de pulimiento o maduración. Ya que desde el reactor puede regularse el olor. (Chernicharo, 2007).

FIGURA 6.- Esquema del Sistema RAFA + Filtro Percolador



Fuente: Anaerobic Reactor, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

4.8.2.2.- Tratamiento Preliminar + RAFA + Filtro Percolador + Tanque Sedimentador¹⁵

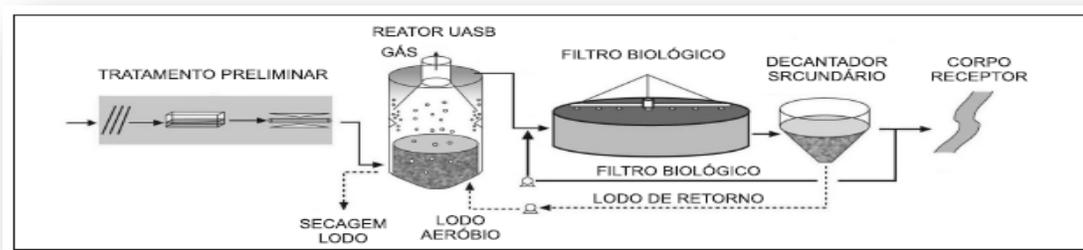
Las plantas de tratamiento que usan reactores de UASB seguidas Filtros percoladores presente un esquema simple (Ver Figura No. 7). Básicamente, además del tratamiento preliminar unidades (Rejillas y Desarenadores), el esquema comprende el Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA) seguido de las unidades de tratamiento biológicas (Filtros percoladores y un Tanque de sedimentación secundario).

¹⁵ Fuente: Activate Sludge and Aerobic Biofilm Reactor. Sperling, M. (2007). London UK: IWA

Es importante remarcar que en esta configuración, el lodo en exceso es finalmente removido en el Tanque de sedimentación secundaria, e incorporado al RAFA para su purificación. (Sperling, 2007).

La diferencia de este arreglo con respecto al anterior se centra en la sustitución de la Laguna de pulimiento por unidades de Filtros percoladores, este consiste en un tanque preferentemente circular, con material sintético (nuestro caso) en su interior en el cual se dispone el agua residual en forma de gotas para ser recolectadas en el fondo por canales de recolección, el material filtrante con el tiempo permite el crecimiento bacteriano en la superficie formando una película fija el cual entra en contacto con el agua residual actuando sobre los microorganismos y la materia orgánica. Los lodos generados en el proceso se espesan y se estabiliza, para luego enviarse a las cámaras.

FIGURA 7.- Esquema del Sistema RAFA + FP + Sedimentador secundarios



Fuente: (Sperling, 2007)

Existe una desventaja de este sistema con respecto a los demás y es el uso de equipos de bombeos para elevar el agua hasta los Filtros percoladores, así como el lodo de retorno de los Tanques sedimentadores hasta el canal de entrada del agua residual. Es notorio ver el incremento del costo por energía en la operación solo para el caso del cárcamo de bombeo.

4.8.2.3.- Tratamiento Preliminar + Laguna Facultativa + Laguna de Maduración¹⁶

El tratamiento de las aguas residuales mediante sistemas de Lagunas es uno de los sistemas de mayor uso en el país con muchas ventajas y desventajas como todo sistema.

Este es un sistema que contiene un Tratamiento preliminar + Tratamiento primario (LAGUNA FACULTATIVA) + Tratamiento secundario (LAGUNA DE MADURACIÓN), (Ver Figura No. 8).

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.

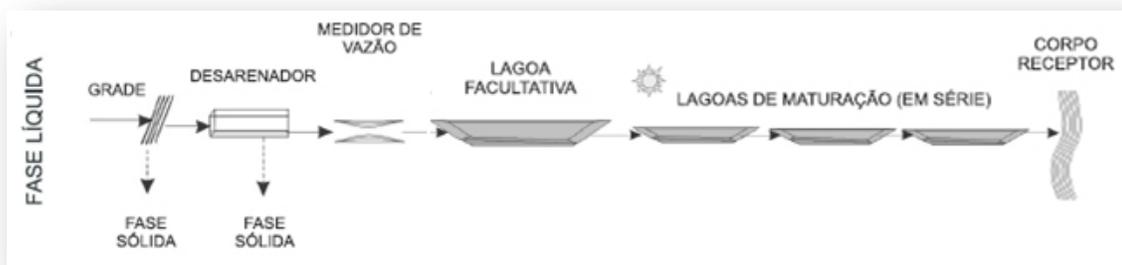
Sin embargo, los seres vivos más adaptados al medio serán los microorganismos facultativos, que pueden sobrevivir en las condiciones cambiantes de oxígeno disuelto típicas de estas lagunas a lo largo del día y del año.

Además de las bacterias y protozoos, en las lagunas facultativas es esencial la presencia de algas, que son las principales suministradoras de oxígeno disuelto. La desventaja principal es la concentración alta de algas en el efluente final que lleva a las restricciones serias por algunas agencias medioambientales.

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.

¹⁶ Fuente: Activate Sludge and Aerobic Biofilm Reactor and Waste Stabilization Ponds. Sperling, M. (2007). London UK: IWA

FIGURA 8.- Esquema del Sistema de Tratamiento por Lagunas



Fuente: (Sperling, Waste Stabilization Ponds, 2007)

4.8.2.4.- Tratamiento Preliminar + Tanque Imhoff + Biofiltro¹⁷

El sistema propuesto contempla un arreglo con Tratamiento preliminar + Tratamiento primario (TANQUE IMHOFF) + Tratamiento secundario compuesto por (BIOFILTRO), (Ver Figura No. 9).

Este sistema tiene como característica principal el bajo costo de operación y mantenimiento al no requerir de partes mecánicas. En el caso del 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.

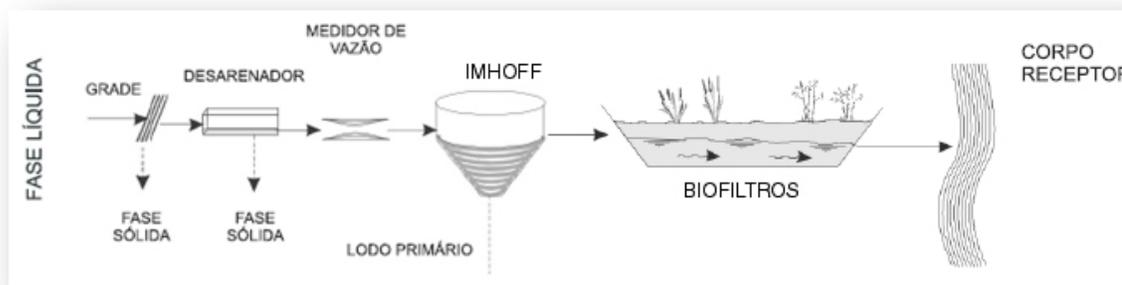
Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente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

¹⁷ Fuente: Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanque Imhoff y Lagunas de estabilización. OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR. Lima, 2005.

Los lodos acumulados en el digestor se extraen y se conducen a los lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce.

Por otro lado el Biofiltro es un sistema que imita a los humedales (pantanos) naturales, donde las aguas residuales se depuran por procesos naturales. El Biofiltro es un humedal artificial de flujo subterráneo, diseñado para maximizar la remoción de los contaminantes que se encuentran en las aguas residuales.

FIGURA 9.- Esquema del Sistema de Tratamiento Tanque Imhoff + Biofiltro



Fuente: (Diseño de Tanque Imhoff, OPS/CEPIS/UNATSABAR. Lima, 2005)

En este tipo de Biofiltro, las aguas residuales pretratadas fluirán lentamente desde la zona de distribución en la entrada de la pila, con una trayectoria horizontal a través del lecho filtrante, hasta llegar a la zona de recolección del efluente.

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

4.9.- ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

4.9.1.- DEFINICIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

Se define como la alteración favorable o desfavorable que experimenta el medio ambiente como resultado de la actividad humana o de la propia naturaleza.

El impacto ambiental se manifiesta según tres etapas consecutivas:

- Alteración de algunos factores o del conjunto del sistema ambiental.
- Alteración del valor del factor alterado o del conjunto del sistema ambiental.
- Interpretación de dichos cambios para la salud y el bienestar humano. Esta última etapa está relacionada con la segunda, ya que la modificación del valor no puede desconectarse del significado ambiental del valor de que se parte.

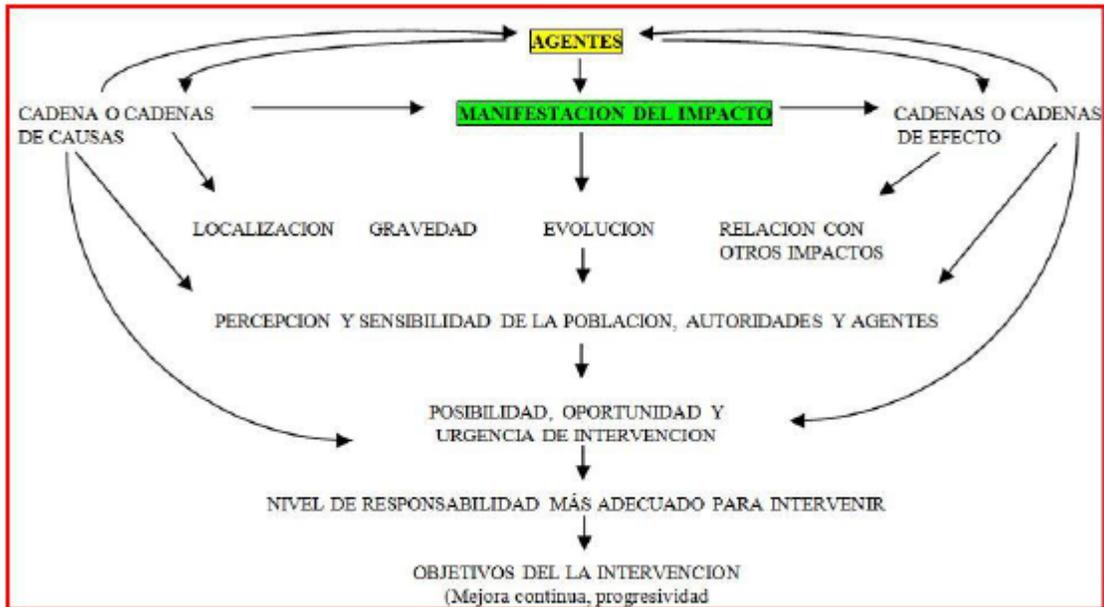
Es importante mencionar que el impacto, es la diferencia de la evolución del entorno con o sin la acción humana, la alteración se mide por la diferencia entre la evolución en el tiempo que tendría el entorno o algunos de los factores que lo constituyen en ausencia de la actividad causante y la que tiene presencia de esta.

4.9.2.- ELEMENTOS DEL DIAGNÓSTICO DE UN IMPACTO AMBIENTAL¹⁸

En el Gráfico 1. Se muestran los elementos que se toman en cuenta a la hora de realizar un diagnóstico del impacto ambiental que pudiera presentarse a la hora de poner en marcha un proyecto y su mantenimiento.

¹⁸ Evaluación de Impacto Ambiental, Alfonso Garmendia

GRÁFICO 1.- Diagrama de Causa – Efecto de Impactos Ambientales



Fuente: Evaluación de Imp. Ambiental Alfonso Garmendia

4.9.3.- EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

Es la actividad diseñada para identificar, predecir y controlar la modificación de los componentes biológico-físicos y socioeconómicos del medio ambiente para interpretar y comunicar información acerca de lo impactos, así como la forma de atenuar o minimizar los impactos adversos.

Estos estudios son una herramienta para la toma de decisiones en la etapa de planeación y permiten seleccionar de las alternativas de un proyecto la que ofrezca los mejores beneficios tanto socioeconómicos como ambientales.

El estudio tiene que irse dando durante todo el proceso de construcción, el cual puede ser idealizado con anticipación a la realización de la obra; lo que implica: planificar, programar, organizar, controlar y tomar medidas de mitigación de toda la obra para saber que perjuicios se pueden presentar sin ser tan impredecibles.

4.9.4.- MÉTODO GENERAL PARA LA REALIZACIÓN DE UNA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL ¹⁹

- **Método de identificación de Alternativa**

- Los basados en los trabajos de los técnicos, en esta se encuentra todos los métodos basados en transparencia y sistema de evaluación geográfica.
- Los basados en la participación pública, el público afectado puede aportar soluciones que a veces se les puede escapar a los técnicos, por demasiados sencillos o novedosos.

Los métodos de identificación de alternativas se han utilizado sobre todo para localizar los lugares más adecuados para instalar un proyecto puntual o proyectos lineales como la localización de una planta de tratamiento de agua residual.

- **Métodos para identificar impactos**

- a) Lista de Revisión**

Sirven para conocer, anticipadamente, cualquier suceso, pero con el inconveniente de que algunos específicos no queden reflejados.

- b) Cuestionarios del Banco Mundial**

El banco internacional de reconstrucción y fomento mide los efectos producidos por proyecto al medio ambiente dando una metodología para valorarlos.

- c) Diagramas de redes y método Sorensen**

Permite representar y determinar gráficamente flechas que conectan un factor impactante con un factor ambiental, y este a la vez con otro factor.

¹⁹ Monografía; Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario y Estudio de Impacto Ambiental del municipio de San Jorge, Rivas, Madrigal – Velázquez – Arias. INI. 2008.

d) Matriz de Interacción entre factores

En una matriz que al multiplicarla por si misma se obtienen los impactos secundarios y al volver a multiplicar aparecen los terciario y así sucesivamente.

- **Métodos de Evaluación de Impacto**

Sirven para poner un valor a cada impacto y al impacto total de cada alternativa del proyecto, de forma que se puedan comparar alternativas diferentes. Los métodos más comunes son: Matriz de Leopold, Método Battelle-Columbus, Método Galletta, Análisis energético Mc Allister, Matriz de Importancia, etc.

La matriz de importancia de Vicente Conesa 1995, modificada por Milán en 1998, consiste en realizar una valoración cualitativa de los impactos identificados, cada casilla de cruce en la matriz o elemento tipo, dará una idea del efecto de cada acción sobre un factor ambiental.

4.9.5.- DOCUMENTACIÓN DE LA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

- **Memoria – Resumen**

Se incluye una descripción detallada de las distintas alternativas del proyecto y sus posibles localizaciones. Deberá llevar los recursos utilizados tanto en la fase de construcción del proyecto como en la operación.

- **Especificaciones para el estudio del impacto ambiental**

Luego de recibida la memoria-resumen tiene un plazo de 10 días para realizar peticiones de información a todas las entidades, instituciones o administraciones que considera pertinente por el ejemplo el Ministerio de Medio Ambiente y expertos en medio ambiente y en la temática del proyecto propuesto.

- **Estudio de Impacto Ambiental**

Documento técnico exigido por la administración en el Reglamento de la Evaluación del Impacto Ambiental. Lo redacta el promotor y debe constar de:

- Descripción del proyecto y sus acciones.
- Exámenes de las Alternativas técnicamente viables y justificación de la solución adoptada.
- Inventario ambiental y descripción de las interacciones ecológicas o ambientales claves.
- Identificación y valoración de impactos.
- Establecimiento de medidas protectoras y correctoras.
- Programa de vigilancia ambiental.
- Documento de síntesis.

4.10.- GUÍAS TÉCNICAS PARA LA REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO²⁰

Esta guía está elaborada en función de las características y condiciones geográficas del país y las zonas vulnerables ante determinada amenaza existentes (Ver Apéndice K). Además ha sido estructurada como un medio que contribuya a fomentar las estrategias nacionales de prevención y mitigación ante los desastres en los sistemas de alcantarillado sanitario y plantas de tratamiento, atenuando los efectos de los mismos de forma tal que se permita la consecución de las metas de salud para la población Nicaragüense en los próximos años.

²⁰ Guía Técnica para la reducción de la vulnerabilidad en los sistemas de abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario. INAA

V.- DISEÑO METODOLÓGICO

La metodología empleada para el diseño de este sistema de alcantarillado está basada en guías técnicas empleadas por el INAA, CEPIS y el MARENA (Decreto 33-95). El proyecto fue elaborado en las cuatro etapas siguientes:

- La primera consistió en recopilar y completar los estudios básicos existentes, unos realizados por Instituciones Nacionales y/o contratadas por la Alcaldía de Mulukukú, tales como ENACAL, INETER, INIDE, COSUDE y otros que se realizaron para el desarrollo del proyecto.
- La segunda se basó en el procesamiento de la información, proyección de población y aportes de aguas residuales, cálculo de áreas tributarias por tramo, caudales de diseño, el trazado de dos redes de alcantarillado sanitario con sus cálculos hidráulicos y topográficos y la creación de sus planos correspondientes en planta y perfil.
- En la tercera se evaluaron las distintas alternativas de sistemas de tratamiento, calculando la alternativa seleccionada con sus respectivos planos, manuales de operación y mantenimiento.
- Por último, en la cuarta etapa se analizaron los costos y presupuesto de cada obra y los impactos ambientales positivos y negativos que ocasionarían.

5.1.- ESTUDIOS BÁSICOS

El dimensionamiento del proyecto se basó en los criterios técnicos y en la información obtenida de los estudios básicos descritos a continuación:

5.1.1.- TOPOGRAFÍA

En el mes de diciembre del año 2009 se realizaron levantamientos topográficos de planimetría y altimetría con estacionamientos a cada 20 metros de las calles del Bo. Arnoldo Alemán, logrando intervalos de 0.5 a 1.00 m en las curvas de nivel e incluyendo los predios de tanques existentes y además de incluir los

alineamientos y sitios donde se ubiquen los nuevos elementos de redes de alcantarillado y sistema de tratamiento.

Los levantamientos y dibujos topográficos se financiaron con fondos de la ayuda de Cooperación Suiza de América Central (COSUDE) y la alcaldía Municipal de Mulukukú.

5.1.2.- ESTUDIO DE SUELO (SONDEOS)

Se realizaron tres calicatas en el predio que se ubicará la planta de tratamiento de aguas residuales, con los siguientes resultados.

El primer sondeo de 1.3 metros de profundidad y 0.35 m de diámetro se observó en los primeros 0.5 m arcilla oscura, de alta plasticidad, los siguientes 0.5 m arcilla color café-amarillenta ésta con menor plasticidad y los siguientes 0.3 m tierra conocida como barreal un poco más consolidada y con trazos blancos.

El segundo sondeo de 1.3 m de profundidad y 0.35 m de diámetro se observó en los primeros 0.3 m arcilla oscura, de alta plasticidad, el siguiente metro se observó barreal un poco más consolidado y con trazos blancos.

El tercer sondeo de 1.3 m de profundidad y 0.35 m de diámetro, se observó en su totalidad arcilla rojiza un poco consolidada.

5.1.3.- CENSO POBLACIONAL

Se usaron los datos proporcionados por la página electrónica oficial del Instituto Nacional para la Información y el Desarrollo (INIDE) a partir de los censos realizados en 1971 hasta el último en el 2005 y un censo realizado por el proyecto AGUASAN-COSUDE en el año 2009. (Ver Apéndice A).

El censo del proyecto AGUASAN-COSUDE nos muestra en el casco urbano de Mulukukú una población de 4,047 habitantes y en el Bo. Arnoldo Alemán una población de 787 habitantes en el año 2009.

5.2.- ESTUDIO POBLACIONAL

5.2.1.- PERÍODO DE DISEÑO

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

5.2.2.- ANÁLISIS DE TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL

El método utilizado fue el Geométrico, la tasa de crecimiento seleccionada fue del 2.5% anual, esta tasa fue seleccionada ya que el municipio es reciente y no consta de muchos registros de censos. Por lo que no se pudo obtener un promedio de la tasa de crecimiento poblacional, se utilizó la tasa de crecimiento mínima de 2.5 % anual, que recomienda el INAA, (Ver apéndice A).

También se valoró el uso del método de saturación, por las características semiconcentradas de la población, sin embargo se considera que aún existen espacios ocupacionales dentro del barrio, donde podría desarrollarse la población a un índice de crecimiento reducido, lo que corresponde con el uso de la tasa mínima de crecimiento adoptada.

5.2.3.- POBLACIÓN DE DISEÑO

Para el año 2009 según el censo realizado por la Alcaldía de Mulukukú el Bo. Arnoldo Alemán presentó una población de 787 personas y proyectando la población al período de diseño del proyecto se obtiene que la población alcanzara una población de 1,389 personas para el año 2032. Distribuyéndose a como se muestra en la siguiente tabla.

TABLA 10.- Población de Diseño

Area total	11.2	Ha
Densidad poblacional	124	hab/Ha
No. De viviendas	168	viviendas
Indice habitacional	4.68	hab/viviendas

5.3.- CÁLCULO DE CAUDALES

5.3.1.- CONSUMO DOMÉSTICO

La dotación para el Bo. Arnoldo alemán será la misma que la del casco urbano de Mulukukú debido a que el barrio es abastecido por la red de agua potable del municipio.

En el casco urbano de Mulukukú la población proyectada para el año 2,032 es aproximadamente de 9,200 personas. La dotación correspondiente a este número de personas es de 105 litros por persona por día ($\ell/p-d$), pero para hacer más acorde el diseño de la red de alcantarillado con la red de agua potable del municipio, se tomó la dotación de 110 $\ell/p-d$.

Dotación con la que fue calculada y construida dicha red por el proyecto de Agua y Saneamiento (AGUASAN-COSUDE) y por la Alcaldía de Mulukukú, equivalente a 29 galones por persona por día, rango en el que se encuentra la población proyectada en los estudios proporcionados por el proyecto. Este último valor de la dotación es ligeramente mayor que el prescrito por la (Guías Técnicas de INAA), que establece una dotación de 105 $\ell/p-d$ para poblaciones en el rango de 5,000 y 10,000 habitantes.

5.3.2.- CAUDAL ESPECIAL

Los consumos especiales están dados por instituciones como la Alcaldía, ENACAL, Centros de Salud, La Policía Nacional, Escuelas, entre otros. Todas estas áreas fueron multiplicadas por un factor de reducción (Ver Tabla No. 3, en página 16), que es un porcentaje de la dotación doméstica, lo que implica que las áreas especiales se vuelven equivalentes a áreas domésticas y se integran al caudal medio como tales, todo esto con el fin de llevar un diseño un poco más ideal.

5.3.3.- CAUDAL DE INFILTRACIÓN (Q_{inf})

Se utilizaron 1,300 Gal/Ha* Día recomendados por el INAA, dando un caudal de infiltración total de 14,560 Gal/día. (Ver Apéndice B-1b).

5.3.4.- CAUDAL MEDIO (Q_m)

Se consideró un factor de retorno del 80% de la dotación de agua potable para la población proyectada, rango establecido por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) y adoptado por INAA para efectos de diseño. (Ver Apéndice B-1b).

5.3.5.- CAUDAL MÁXIMO ($Q_{m\acute{a}x}$)

El gasto máximo de aguas residuales se calculó utilizando una relación de Harmon igual a 3.0 en los casos en que el calculado no cumpliera con el rango 1.8 al 3.0. (Ver Apéndice B-1b).

5.3.6.- CAUDAL DE DISEÑO (Q_d)

El caudal de diseño se basó en la suma de todos los caudales anteriormente mencionados. Para ver resultados de los caudales locales y el caudal total, (Ver Apéndice B-1b).

5.4.- ESTUDIO HIDROLÓGICO

El método utilizado para el estudio hidrológico fue el racional, empleado para determinar el caudal Instantáneo máximo de descarga en cuencas hidrográficas con áreas menores o iguales a 5.0 km², (Ver Apéndice L).

5.5.- DISEÑO DE RED DE ALCANTARILLADO

Se presentaron dos alternativas, ambas a favor de la gravedad que van a dar a una misma y única cuenca. Los sistemas son de tipo separado, o bien, trabajan independientes del alcantarillado pluvial, esto se debe a prioridades socioeconómicas y además es de tipo convencional.

El diseño se realizó con la ayuda del programa AutoCAD Land 2009 el cual calculó con los criterios predeterminados manualmente y mostrados a continuación:

- **Tirante de agua:** El tirante máximo utilizado fue del 80% y el mínimo del 20% del diámetro de la tubería.
- **Pendiente longitudinal mínima:** Se determinó aplicando el criterio de tensión de arrastre con la capacidad de producir una velocidad de auto lavado en la tubería, con un valor mínimo de $f = 1$ Pa.
- **Pendiente longitudinal máxima:** Se usó aquella que produjera velocidades inferiores o iguales a 3.00 m/seg.
- **Cobertura sobre tuberías:** El diseño mantuvo una cobertura mínima sobre la corona de la tubería de 1.30 m, esta para mantener una separación con la red de agua potable que tienen una cobertura mínima de 1.20 m según (Norma Técnica para Diseño Abastecimiento y Potabilización de AP – Capitulo VII, Acápito 7.4.7). Esto para evitar problemas futuros en los traslapes de tuberías de AP y AS.
- **Sifón invertido:** Se utilizó para pasar por debajo de una sección del cauce que se encontraba sobre la trayectoria de la Colectora Principal localizado en los pozos de visita sanitarios PVS-33 al PVS-34 de la Alternativa de Red de Alcantarillado seleccionada (Alternativa 1). Se diseñó con una tubería de diámetro igual al resto de la colectora, cubierta con concreto reforzado resistente a las presiones y escorrentías de las aguas que estarán sometidas, los cálculos y resultados del diseño se pueden ver en el Apéndice C-3.
- **Conexiones domiciliare:** Todas las conexiones serán de PVC de 100 mm (4") de diámetro, comenzando en la caja de registro de cada vivienda y luego acoplándose a la alcantarilla que pasará por su respectiva calle o avenida. (Ver detalles en Plano 17, Apéndice J).
- **Diseño de red de alcantarillado con el uso de AutoCAD Land 2009:** Se presentarán los pasos más importantes de la configuración en el programa con el uso de las normas del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) que se aplicará para el diseño de una red de drenaje sanitario.

Pipes (tuberías) el menú más importante, en este se configuró la aplicación de las normas y los elementos adicionales para el dibujo de planta y perfil de nuestra red así como la utilización de la hoja de cálculo interna del programa *Pipes Settings Editor* que es el editor de configuración de tuberías e ingresamos los datos de configuración principal del programa mostrados en las siguientes figuras:

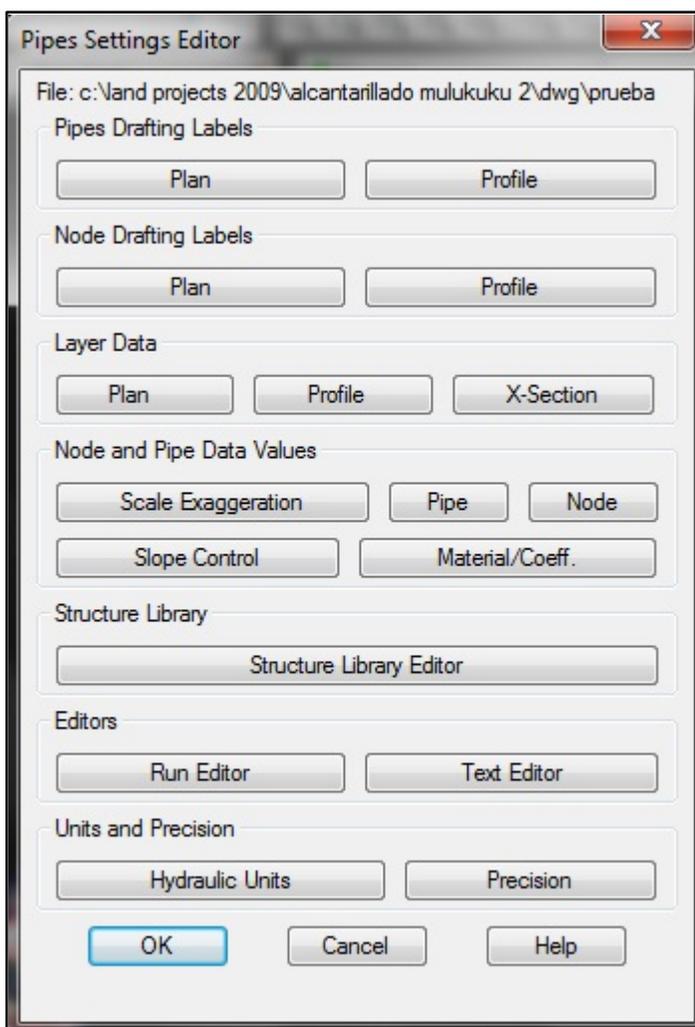


FIGURA 10.- Editor de Configuración de Tuberías

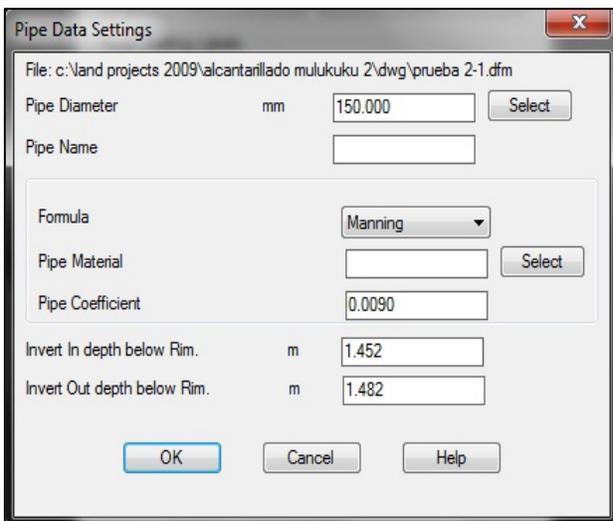


FIGURA 11.- Configuración- Valores de Tubería

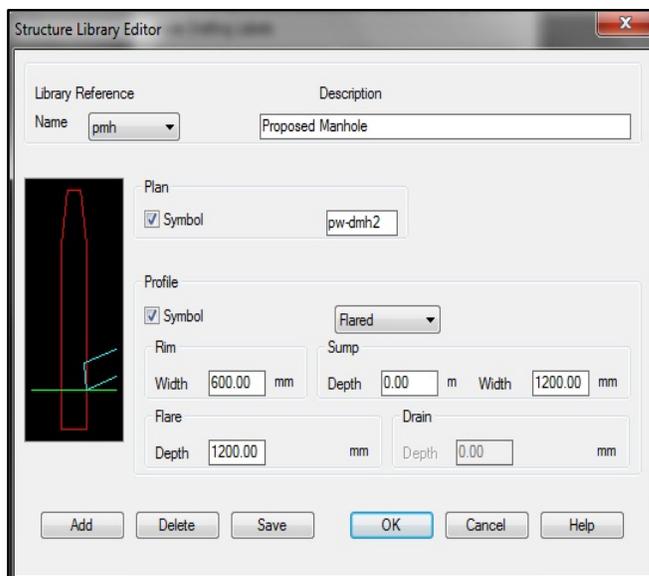


FIGURA 12.- Editor de Biblioteca de Estructuras

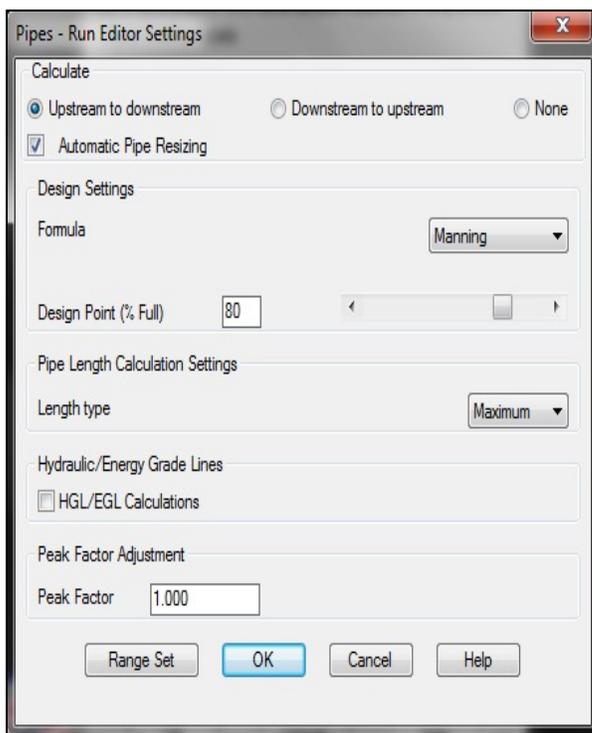


FIGURA 13.- Valor Máximo de Tirante

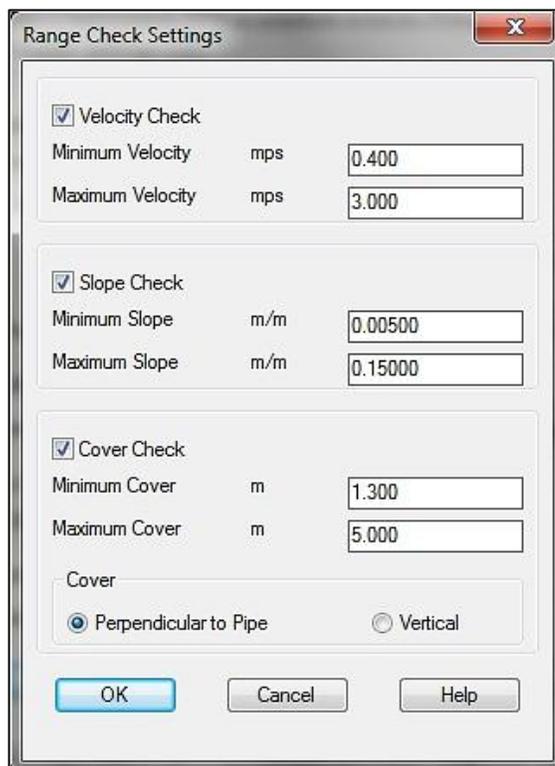


FIGURA 14.- Cuadro de Rango de Revisión

5.6.- CRITERIOS DE SELECCIÓN PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO

5.6.1.- PRINCIPALES PARÁMETROS Y CRITERIOS GENERALES PARA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

- PRINCIPALES PARÁMETROS DE SELECCIÓN

De forma general los criterios que regirán la selección de la tecnología a implementar serán los siguientes:

1. La tecnología es acorde con el desarrollo socio económico y tecnológico de la localidad
2. Confiable técnicamente y factible de ser construido y operado
3. Mínimos costos de inversión inicial y de operación y mantenimiento
4. Mínimo o ningún requerimiento de personal especializado para su operación
5. Poco o ningún requerimiento de energía eléctrica
6. Que las concentraciones de DBO5 y coliformes fecales cumpla con los parámetros de vertido a cuerpos receptores.

El sistema de tratamiento seleccionado, producirá un efluente de calidad tal que, el vertido de este, ocasione el mínimo impacto ambiental sobre el cuerpo receptor, para lo cual se establecieron los siguientes criterios generales de calidad:

1. Mantener la concentración de oxígeno disuelto en el cuerpo receptor, a través de la remoción de la DBO del efluente a verter.
2. Reducir la turbiedad y permitir mayor penetración de la luz, por medio de la remoción de sólidos en suspensión y sedimentables.
3. Reducir la incidencia de las enfermedades hídricas y minimizar el impacto ambiental de las estructuras de tratamiento, a través de la descarga de un efluente con concentraciones de patógenos acordes con las disposiciones del Decreto N° 33-95 de la “Ley general del medio ambiente y los recursos naturales”.

5.6.2.- CRITERIOS ESPECÍFICOS DE SELECCIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS EVALUADAS PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO

Todos los anteriores parámetros y criterios generales dieron lugar al establecimiento de criterios específicos para la selección de la tecnología, de manera que, en forma clara y concisa se determinara el sistema de tratamiento que cumpliera de mejor manera los requerimientos propuestos.

Para este fin se presentan a continuación los criterios empleados en la evaluación. Para cada uno de ellos se estableció un valor de 1 a 5 en dependencia del grado de cumplimiento que cada tecnología evaluada lograra con respecto al criterio, es decir, el máximo valor (5) para la que lo cumpliera a cabalidad y así en orden descendente hasta el mínimo puntaje (1) para la que no cumpliera. Estos resultados fueron consolidados en una matriz de evaluación para efectos de comparación, (Ver Tabla-13, Pag-67).

- TASA DE CAPITAL LOCAL/EXTRANJERO

Es una medida de la fracción del costo total estimado de inversión que será gastado en la economía local (en el país). La filosofía de este criterio, es que el dinero que se invierte en el país produce beneficios secundarios derivados (generación de empleos, rotación de capital, etc.) El dinero gastado fuera del país no genera beneficios secundarios en la economía local. El criterio es maximizar la tasa de capital local.

Se le dio una puntuación de (5) a la Tecnología de menor costo de operación y (1) a la de mayor costo.

- REQUERIMIENTO DE ENERGÍA ELÉCTRICA

Este criterio incide en el anterior, ya que sistemas que requieren energía eléctrica generan costos de operación altos, por la protección de los equipos y el descenso en las eficiencias de los mismos, así como sus costos propios por mantenimiento. Por otra parte, la calidad de la energía que se ofrece en el país y la incertidumbre en la continuidad del servicio, hacen necesaria la previsión de un generador para

garantizar la operación de la planta de tratamiento. El criterio es minimizar el uso de energía eléctrica.

Se asignó el máximo valor (5) a la tecnología que no requiera energía eléctrica y (1) a la que mayor energía demande.

- REQUERIMIENTO DE OPERADORES Y PERSONAL ENTRENADO

El criterio es minimizar el número de operadores y de personal técnico entrenado. Entre mayor número de operadores mayor costo de operación y si por demás se requiere de personal técnico entrenado para la buena operación del sistema, entonces se debe contratar personal calificado o invertir en el entrenamiento, en todo caso se incrementa el costo de la operación.

Se asignó el máximo valor al sistema que menor personal requiera (tanto en número como en calificación) y el menor valor al que mayor personal demande.

- COMPLEJIDAD DE OPERACIÓN Y CONTROL

Las tecnologías varían en su complejidad de operación y control, en función del tipo y cantidad de los equipos mecánicos empleados, control de las interacciones biológicas y/o químicas que se realizan en el proceso de tratamiento, sensibilidad del sistema a influencias externas, a diferentes cargas de contaminantes y caudales. El criterio es emplear tecnologías menos complejas pero confiables y eficientes. Se asignó el mayor valor al sistema que se vea menos afectado por los criterios antes mencionados y el menor al que más le afecten dichos criterios.

- CALIDAD DEL EFLUENTE

Los sistemas de tratamiento se emplean en función de los constituyentes específicos del agua residual que se desean remover. En general, para el proyecto es necesario eliminar: coliformes fecales, DBO5, sólidos suspendidos y otros. El criterio es maximizar la calidad del efluente. Se asignó los mayores valores a la tecnología que mejor calidad de efluente obtenga, en función de los parámetros que se desea remover.

- **DISPONIBILIDAD DE EQUIPOS Y MATERIALES LOCALES**

Se debe dar prioridad a la tecnología que mayor equipo y material local emplee en la construcción de la misma, ya que en función de esto, mayores serán los beneficios en la economía local. El criterio es maximizar el uso de materiales y equipos locales. Se asignó el mayor valor a la tecnología que más equipo y material local demande y el menor a la que utilice la mayor cantidad de equipos y materiales importados.

- **REQUERIMIENTOS DE ÁREAS DE TRATAMIENTO (TERRENOS)**

Con este criterio se midió la demanda de área para implementar la tecnología evaluada, el uso futuro de los suelos y los costos de los mismos, ya que a mayor cantidad de terreno empleado, mayor costo de operación. Se dió preferencia a los sistemas que requieren menor área. El criterio es minimizar el área.

- **CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS**

Se trató de medir la capacidad del sistema a ser implementado por etapas sin poner en riesgo las metas del tratamiento y la calidad del efluente. El criterio es lograr la calidad del efluente deseado implementando por etapas el sistema de tratamiento.

Se asignó un valor de (5) al sistema que permita su construcción por etapas sin afectar la eficiencia del tratamiento y se dio un valor de (1) a aquellos que requieran de la construcción completa del sistema para ser funcionales.

- **USOS BENÉFICOS ADICIONALES**

Aquí se trató de evaluar la producción de beneficios colaterales del sistema, tales como el uso de lodos como mejoradores de suelo, utilización de los efluentes para riego, piscicultura y usos recreacionales. El criterio es maximizar los beneficios secundarios. Se asignó el mayor valor al sistema que generó beneficios secundarios y el menor valor al que generó impactos negativos.

- **REQUERIMIENTOS DE PRETRATAMIENTOS Y TRATAMIENTO DE LODOS**

Se refiere al mayor o menor empleo de pretratamientos que deben aplicarse antes de utilizar la tecnología bajo consideración y al mayor o menor grado de tratamiento de lodos generados por el sistema en evaluación. El criterio es minimizar el uso de pretratamientos y de tratamientos de lodos. Se asignó un valor de (1) a la tecnología que mayor pretratamiento y tratamientos de lodos requiere y de (5) a la que menos pretratamiento y tratamiento de lodos requiere.

- **CONTAMINACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS Y SUPERFICIALES**

Con este se evaluó la mayor o menor posibilidad de contaminación de las aguas subterráneas y superficiales. El criterio es minimizar el potencial de contaminación de las aguas. Se dio menor valor a la de mayor potencial de contaminación y viceversa.

- **EXPOSICIÓN DE TRABAJADORES**

Debido a la naturaleza del sistema de tratamiento existe un potencial de exposición de los trabajadores a la contaminación, con consecuencias peligrosas a la salud. El criterio es minimizar el potencial de exposición de los trabajadores.

El menor valor se le asignó al sistema que represente mayor riesgo de exposición de los trabajadores y viceversa.

5.7.- CALIDAD DEL AGUA DESPUÉS DEL PROCESO DE TRATAMIENTO TOTAL

El efluente final del tratamiento secundario o terciario de la planta de tratamiento de aguas servidas domésticas deberá cumplir con los rangos y límites establecidos en el Decreto 33-95 para descargas a cuerpos de agua receptores presentados en la tabla siguiente:

TABLA 11.- Parámetros de Calidad de Agua²¹

Para descargas de aguas residuales provenientes de los sistemas de tratamientos de los alcantarillados a cuerpos receptores. Hasta para un máximo de 75,000 habitantes

PARÁMETRO	RANGOS Y LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PROMEDIO DIARIO
PH	6 - 9
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	100
Grasas y aceites (mg/l)	20
DBO (mg/l)	110
DQO (mg/l)	220
Sustancias Activas al azul de metileno (mg/l)	3

Fuente: Decreto No. 33-95 Capítulo VI, Arto. 23

Arto.22.Los límites máximos permisibles de **Coliformes fecales** medidos como número más probable no deberá exceder de 1,000 por cada 100 en el 80% de una serie de muestras consecutivas y en ningún caso superior a 5,000 por cada 100 ml.

Decreto 33-95 Capítulo VI, Arto. 22 y Arto. 23, para las descargas de aguas residuales provenientes de los sistemas de tratamientos de los alcantarillados a cuerpos receptores de la República de Nicaragua.

5.8.- ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Primero se elaboró una lista de los impactos ambientales que se podrían presentar durante la construcción y la operación del sistema; luego, por medio de la matriz de importancia de Vicente Conesa en 1995 y modificada por Milán en 1998, se fueron dando valores a cada uno de los impactos según su comportamiento durante todo el período de la obra, como son su intensidad, extensión, persistencia, etc., hasta llegar a un valor de importancia negativo o positivo, los cuales representarían un beneficio o un perjuicio de la actividad sobre el medio, respectivamente .

²¹ Decreto 33-95. Capítulo VI, Arto 23.

Los valores dados por la matriz de importancia se ven representados por medio de un gráfico de áreas en donde se visualizaron bien las áreas negativas y positivas resultantes, lo cual muestra un balance entre beneficios y perjuicios, que se podrían presentar durante la construcción y operación del sistema. Ver Apéndice F.

5.9.- CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO APLICANDO LA GUÍA TÉCNICA PARA LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

5.9.1.- EN LA ETAPA DE FORMULACIÓN

- a) La planta de tratamiento se localizará en un terreno alejado de la última casa de localidad para que en caso de derrames incontrolados no exista la posibilidad de contaminación.
- b) El proyecto recomienda la adquisición de un grupo de herramientas necesarias para el mantenimiento del sistema o en caso de emergencia.

5.9.2.- EN LA ETAPA DE DISEÑO

- a) Para las tuberías de drenaje sanitario se consideraron los caudales de infiltración necesarios para obtener un margen de seguridad.
- b) Donde existan tramos con pendientes mayores a la permisible se instalaran bloques de reacción para anclar la tubería con el objetivo de que eviten el movimiento longitudinal producido por la tracción.

5.9.3.- EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

- a) Se instalaran canales de drenaje pluviales perimetrales en el predio de la planta depuradora a fin de evitar erosiones originadas por la escorrentía superficial.
- b) Utilizar materiales resistentes al tipo de amenazas a la que este expuesto el proyecto.

VI.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y RESULTADOS

6.1.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE REDES DE ALCANTARILLADO

Analizando la topografía de la zona y tomando en cuenta que el sistema funcionaría por medio de gravedad se trazaron dos alternativas, ambas se dividen en dos colectoras principales que drenan hacia un mismo sitio de tratamiento, ubicado al noreste del barrio.

El caudal total que se espera recolecten estas redes es de 5.08 lts/seg para una población de 1,389 personas en un período de 20 años. El diseño de las redes es de tipo convencional separado utilizando tubería PVC-SDR 41 de 6" en ambas alternativas a un 100%, inclusive en la tubería que cruza el cauce ubicado al este de la ciudad, la cual se encuentra en ambas alternativas protegida por una cubierta con 15 cm de concreto en su contorno. (Ver Apéndice J, Plano 17).

El resumen y comparación de los resultados de cada alternativa se describe en la Tabla siguiente:

TABLA 12.- Resumen y Comparación de Resultados

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II
PVS	und	37	42
PVS con caídas	und	2	3
Tubería PVC 6"	m	2,184.53	2,332.27
Conexiones Domiciliares cortas (0.00 - 3.50)	und	156	210
Conexiones Domiciliares largas (3.50 - 5.00)	und	140	86
Pendiente Mínima	%	0.50	0.50
Pendiente Máxima	%	3.80	5.35
Pendiente Promedio	%	1.39	1.55
Pendiente Longitudinal Mínima	Pa	1.0	1.0
Pendiente Longitudinal Máxima	Pa	4.2	4.2
Velocidad Máxima	m/seg	1.12	1.12
Velocidad Promedio	m/seg	0.63	0.63
Cobertura Mínima	m	1.30	1.30
Cobertura Máxima	m	4.75	4.75
Cobertura Promedio	m	2.31	2.10
Excavación, Relleno y Compactación	m ³	3,556.55	3,431.20
Costos de Inversión	C\$	14,744,657.83	14,731,155.89

6.1.1.- ALTERNATIVA 1

Esta red, en lo general, consiste en un drenaje dividido por Interconexiones, de una Colectora principal, una Colectora secundaria y siete Tramos cortos. Las Interconexiones fluyen de oeste a este llevando únicamente las aguas locales por medio de la Colectora Principal que va en este mismo sentido desde el PVS-1 hasta llegar a la C.R.S PTAR. Ver Apéndice J, Plano 3.

6.1.2.- ALTERNATIVA 2

Semejante a la alternativa uno, consiste en un drenaje dividido por Interconexiones, de una Colectora principal, una Colectora secundaria y ocho Tramos cortos. Esta tiene casi el mismo trazado, pero con la diferencia que la Colectora principal se encuentra direccionada de distinta manera. Se propuso esta alternativa, ya que se podía economizar gastos por excavaciones en cierto tramo considerable que eran de menos profundidad, aunque con más necesidad de pozos de visita. Las Interconexiones fluyen de oeste a este llevando únicamente las aguas locales por medio de la Colectora principal que van en este mismo sentido desde el PVS-1 hasta llegar a la C.R.S PTAR. Ver Apéndice J, Plano 10.

6.1.3.- SELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Como se puede ver en la Tabla 12, ambas alternativas cumplen y están dentro de los rangos recomendados por INAA, pero solamente una de ellas fue seleccionada con criterios basados en la economía de la ciudad y en la mejor funcionalidad hidráulica que hay entre ellas.

La alternativa seleccionada fue la primera, porque aunque de tener un mayor costo inapreciable para su construcción, en la etapa del mantenimiento se hace más económica y más fácil de operar. Esto debido a que en el tramo donde difieren las dos alternativas, la trayectoria de la primera va sobre la calle principal haciendo más fácil el ingreso de vehículos y materiales al lugar, no como la segunda que fue trazada adyacente al cauce, esta para minimizar costos de excavación, pero que requiere más PVS.

La diferencia de costos para construcción es de C\$ 13,501.94 siendo la numero 1 la más costosa, pero la de menos complicación para su operación y mantenimiento.

6.2.- RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para el cálculo del caudal que se utilizó para comprobar la capacidad de drenaje del cauce que atraviesa el barrio, se aplicó la fórmula del método racional $Q=0.2778 CIA$. En la que primero se tuvo que determinar el coeficiente de escorrentía, la intensidad de lluvia y el área de la cuenca.

Para determinar el coeficiente de escorrentía “C” se utilizó una tabla presentada en el Apéndice L-1, que clasifica mediante factores y porcentaje el uso del suelo, los tipos de suelos y pendientes de terrenos. Una vez Identificado estos factores se obtuvo el $C= 0.060$.

Para determinar el valor de la intensidad “I”, se utilizaron las curvas IDF de la estación más cercana a Mulukukú siendo esta la de San Ramón perteneciente al departamento de Matagalpa, logrando una intensidad de $I= 63 \text{ mm/hr}$.

El valor del área luego de delimitar la cuenca fue de $A= 3.396 \text{ km}^2$.

Luego de encontrar los datos anteriormente mencionados se procedió a calcular el caudal hidrológico, el cual es de $Q= 3.57 \text{ m}^3/\text{seg}$.

En general, la metodología del trabajo consiste en determinar el nivel de agua para la crecida de diseño, para el cual se utilizara la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Despejando} = \quad \frac{Q \times n}{S^{1/2}} = A \times \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\text{Sustituyendo;} \quad \frac{3.57 \times 0.013}{\sqrt{0.005}} = (3.61 \times y) \times \left(\frac{3.61 \times y}{3.61 \times 2y}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Resolviendo se tiene que **Y= 38.8 cm**

Con estos resultados podemos decir, que con dicho caudal la sección hidráulica ocupa un rango entre el 90% y 95% al límite permisible, el cual tiene un límite máximo de 43 cm, que es al nivel de la sección más alta del alcantarillado sanitario que atraviesa el cauce.

Logrando identificar este inconveniente, es necesario un sifón invertido en el alcantarillado sanitario que une los PVS-33 al PVS-34, (ver detalle en Plano-17, Apéndice-J). Y en algunos cruces donde el alcantarillado atraviesa el cauce a nivel de terreno, es necesario utilizar protección con gaviones para la alcantarilla que valla de los PVS-34 al PVS-35 y del PVS-36 al PVS-37, (ver detalle en Plano-6 Apéndice-J).

Para un mejor detalle de los cálculos hidrológicos e hidráulicos ver el Apéndice L.

6.3.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO

El diseño de estos sistemas fue realizado con el objetivo de tratar las aguas residuales al límite que cumplan con lo establecido en el Decreto 33 - 95 para descargas en el receptor final, en este caso un cauce que atraviesa el Bo. Arnoldo Alemán, ubicado al este del barrio. Además, por ser un poblado de escasos recursos se optó por sistemas de tratamiento que no implicaran el consumo permanente de energía eléctrica, sino más bien que fueran de proceso natural.

Las alternativas tomadas en cuenta fueron cuatro, anteriormente mencionadas., todas constan de un pre-tratamiento de limpieza manual, un tratamiento primario y un secundario.

6.3.1.- CRITERIOS DE SELECCIÓN DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO

En la siguiente tabla y en la gráfica 2 muestran una lista de criterios evaluados con valores del 1 al 5 con el fin de seleccionar la mejor alternativa; el puntaje promedio de los cuatros sistemas se ve reflejado en el gráfico 3, siendo la alternativa 4 la que sobresale ante las otras tres.

TABLA 13.- Matriz de Evaluación de los Sistemas de Tratamiento Propuestos

		CRITERIOS DE EVALUACIÓN														
		MENOR USO DE TASA CAPITAL LOCAL O EXTRANJERO	MENORES COSTOS DE OPER. Y MANTO.	MENOR REQ. DE ENERGIA ELECTRICA	MENOR REQ. DE OPER. Y PERS. CALIFICADAS	MENOR COMPLEJIDAD DE OPERAC. Y CONTROL	MEJOR CALIDAD DEL EFLUENTE	MENOR USO DE EQUIPOS Y MATERIALES ESPECIALES	MENOR REQUERIMIENTO DE AREA	MENOS ETAPAS DE CONSTRUCCION	MAYOR REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES	MAYOR REMOCIÓN DE DBO ₅ Y DQO ₅	MAYOR EXTRACCION DE SS Y SD	MENOR PRODUCCION DE ALGAS	MENOR USO DE TRABAJADORES	TOTAL
I.-	Tratamientos Primarios															
1.1	Reactores UASB o RAFA	2	2	4	3	2	3	2	5	2	3	4	4	3	1	40
1.2	Tanque IMHOFT	3	3	5	5	4	2	4	4	3	2	3	5	4	3	50
1.3	Lagunas Facultativas	4	4	5	5	4	3	5	1	2	2	2	4	1	4	46
II.-	Tratamientos Secundarios															
2.1	Lagunas de Maduración	4	4	5	4	4	2	5	2	2	2	2	2	1	4	43
2.2	Filtro Percolador + tanque sedimentador	2	1	1	1	1	3	2	4	2	3	3	5	4	2	34
2.3	Biofiltro	4	4	5	5	5	4	4	1	3	4	5	5	4	3	56

GRÁFICO 2.- Criterios Evaluados de los Sistemas de Tratamiento

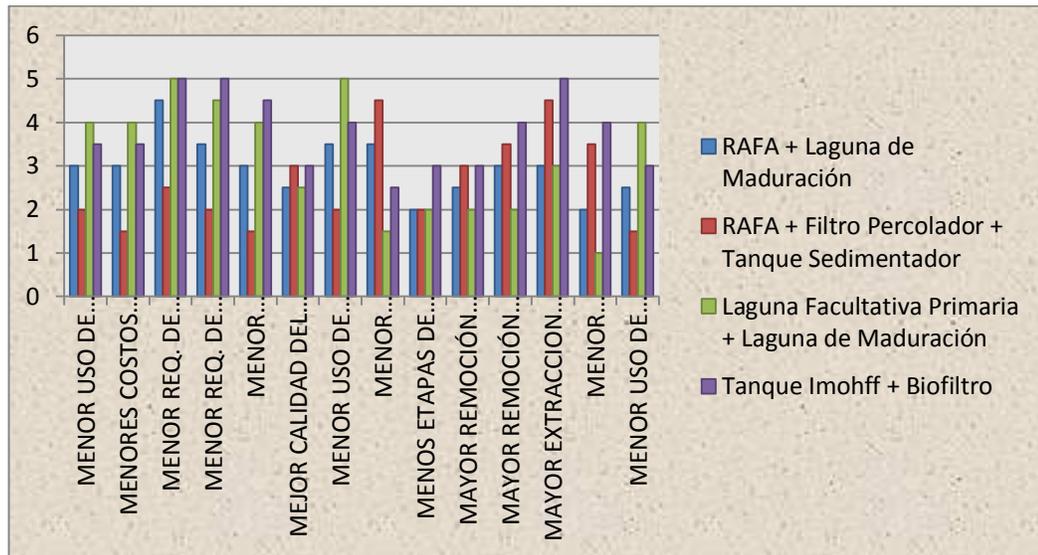
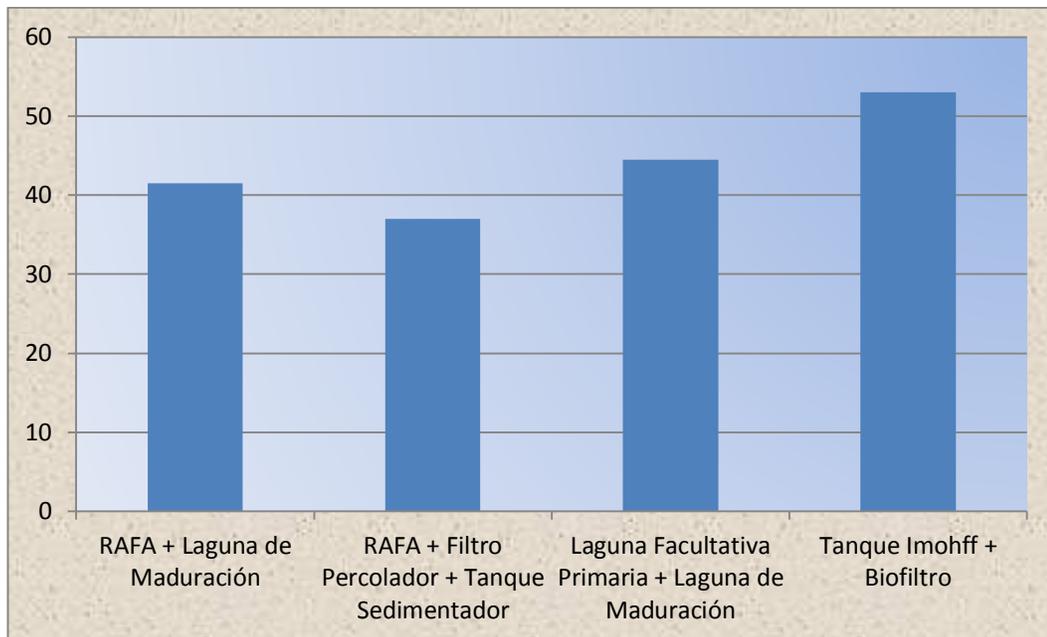


GRÁFICO 3.- Calificación Final de los Sistemas de Tratamiento



6.3.2.- ALTERNATIVA SELECCIONADA PARA EL SISTEMAS DE TRATAMIENTO

En la tabla 13 y los gráfico 2 y 3 anteriores, se logra ver que la alternativa más viable es la número cuatro (Tanque Imhoff + Biofiltro).

Se selecciona por no poseer consumo permanente de energía eléctrica para su funcionamiento, una mejor calidad en el efluente final, mejor remoción de coliformes, menos costos de mantenimiento y porque a diferencia de las demás alternativas ésta al ser un tratamiento de flujo subsuperficial, no presenta criadero de mosquitos ni malos olores que puedan afectar a las comunidades aledañas. En resumen es la mejor en términos sanitarios y ambientales.

Esta alternativa además de tener tratamiento primario y secundario, consta de una serie de elementos hidráulicos. Los componentes son:

6.3.2.1.- Tratamiento Preliminar y Elementos Hidráulicos Secundarios

- Canal

El canal tiene una longitud total de 2.00 m. con un ancho de 0.30 m y una altura de 0.50 m. y tiene la capacidad de conducir el caudal de diseño (5.08 lts/seg) a una velocidad media de 0.312 m/seg, la cual no permite que se formen sedimentos en el fondo del canal, y a la vez evita turbulencia junto a las barras. Ver Apéndice D-1-1.

- Rejas

Es de limpieza manual con el mismo ancho y alto del canal y una inclinación de 45° con respecto a la horizontal, la velocidad de paso es de 0.679 m/seg y la pérdida es de tan solo 0.007 m por debajo de 0.15 m que es lo máximo permisible, todo esto es usando barras de 1/2". Ver Apéndice D-1-2.

- Desarenador

Se encuentra 0.8 m después de la reja, es de 1.22 m de largo, 0.30 m de ancho y una profundidad total de 1.21 m, cabe mencionar que son dos unidades paralelas

que funcionan para sedimentar el material mayor de 0.20 mm de las aguas que pasan a una velocidad promedio de 0.30 m/seg. El tiempo de retención de los sedimentos es de 15 días esperando un volumen de tolva de 0.512 m³ para el caudal de diseño. Ver Apéndice D-1-3.

- Medidor Parshall

El medidor seleccionado tiene un ancho nominal de $W = 6''$, es de concreto reforzado y lleva una velocidad promedio de 0.248 m/seg a través del tramo contraído presentando un régimen crítico, que evitará la sedimentación de material. Este se localiza después del desarenador a una distancia de 1 m y justo antes de la entrada al Tanque Imhoff a una distancia de 4.00 m. Ver Apéndice D-1-4.

- Cajas

Estas son construidas con el fin de recolectar y distribuir uniformemente el caudal a cada unidad del sistema de tratamiento. El número de cajas es de 6, distribuidas y dimensionadas de la siguiente manera:

- 1 Caja tipo A, de 1.5 m x 1.5 m x 1.73 m, la cual está colocada al inicio del canal de distribución en el pre tratamiento y recolecta todas las aguas provenientes de la Colectora principal, posee en su interior una pantalla reductora de velocidad del flujo.
- 1 Caja tipo D de 1.0 m x 1.0 m x 1.09 m colocada a la salida del medidor Parshall que distribuye el caudal a través 2 tubos PVC de 6'' a cada uno de los canales de entrada del Tanque Imhoff.
- 1 Caja tipo B de 1.0 m x 1.0 m x 1.09 m colocada a la salida del Tanque Imhoff hacia la caja de distribución de caudal.
- 1 Cajas tipo D de 1.00 m x 1.00 m x 1.09 m, caja que distribuye el caudal a cada Biofiltro.

- 2 Cajas tipo C de 0.80 m x 0.80 m x 1.16 m, la función de ésta es recolectar las aguas tratadas provenientes de las salidas de cada Biofiltro y dirigir las al emisario final (Cauce). Para mayor detalle en la ubicación de cada una de estas cajas, Ver Apéndice J, Plano 28.

6.3.2.2.- Tratamiento Primario

- Tanque Imhoff

Corresponde al diseño de dos tanques Imhoff, con profundidades de 6.00 m, ancho de 3.87 m, largo de 4.07 m por cada sedimentador. Está construido con concreto reforzado en su totalidad y se encuentra en su mayoría por debajo del nivel superficial. Sus dimensiones, se encuentran diseñadas de tal manera que procesara la mayor cantidad de aguas contaminadas al menor costo posible. Para el depósito de los sedimentos producidos se diseñó un lecho de secado con dimensiones de 2.50 x 2.90 m x 0.40 m. Ver Apéndice D-3-1.

Los criterios para su diseño fueron tomados de las Guía Técnica del INAA, pero el cálculo matemático fue tomado del OPS/CEPIS. Como se logra ver, los porcentajes estimados de remoción de DBO₅ y coliformes fecales fueron bajos, esto debido a recomendaciones basadas en experiencias sobre estructuras de este mismo tipo en Nicaragua, dando entonces una calidad de agua de 163.8 mg/lts de DBO₅ y 8.50E+06 de coliformes, pasando posteriormente a un tratamiento secundario.

6.3.2.3.- Tratamiento Secundario

- Biofiltro

Corresponde al diseño de dos unidades de biofiltros cada uno con dimensiones de, 17 m de ancho, 55 m de largo y con profundidades de 0.85 m en la entrada y 1.11 m en la salida. En el Apéndice D-3-2 se hace evidente que la eficiencia de este sistema es prácticamente de un 100%, esto es debido a que se diseñó estableciendo metas fijas de DBO₅ y coliformes fecales a la hora del dimensionamiento y no viceversa, a como se está acostumbrado.

Por ejemplo, se asumió un valor de 0.02 KgDBO/hab*día, que ajustaría las dimensiones lo necesario para hacer cumplir la cantidad de coliformes fecales esperados a la salida del sistema, $1.0E+03$ NMP/100ml.

El caudal utilizado para el diseño del biofiltro fue el promedio para una población proyectada a 20 años requiriendo un área de 0.181 ha, dividida en 2 unidades que procesarían las agua por 4.03 días y soportando una carga orgánica de 110.6 mg/lit, la cual se encuentra dentro de lo recomendado, que es inferior a 112 mg/lit. Además la carga hidráulica cumple con los rangos establecidos por el INAA (470 - 1870 $m^3/ha*d$) con una valor de 675.37 $m^3/ha*d$.

6.4.- DIAGNÓSTICO DEL IMPACTO AMBIENTAL

En los gráficos mostrados en el Apéndices F-5 se logran ver los valores de impacto ambiental tanto en la etapa de construcción como en la etapa de operación, ambas presentan un área de influencia que indica si el conjunto de impactos es en su mayoría positivo o negativo. A simple vista el área positiva en la etapa de operación es mayor de lo que puede ser el área negativa en la etapa de construcción a la hora de hacer balance, lo que indica que la obra termina siendo de progreso ambiental más que de retroceso. Aun así es importante que los aspectos negativos sean disminuidos tomando medidas de mitigación que ayuden a que el ambiente no se vea tan afectado. Ver Apéndice F-6.

6.4.1.- RESULTADOS DE IMPACTOS EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Esta etapa en su mayoría posee impactos negativos, esto debido al alto movimiento de tierra a la hora del zanjeo, lo cual provoca tolvanera afectado negativamente al suelo erosionándolo y disminuyendo su fertilidad y a la población que tiene que estar expuesta a la dispersión de partículas de polvo que se encuentra en el ambiente.

Otro factor que representa negatividad es el manejo de maquinaria pesada, la cual provoca tolvanera y/o derrame de combustible ocasionando la contaminación del suelo, subsuelo (alcanzando el manto freático) y el aire (emisión de gases).

También, en la etapa de construcción se ven afectada la flora y fauna por las elevadas temperaturas, el ruido y la deforestación, además por contaminantes que se encuentran en el aire provocados por maquinaria pesada.

Tampoco podemos dejar aparte la mala apariencia que esto da a la ciudad y los problemas de salud hacia los pobladores y trabajadores por un cierto tiempo mientras se culmina la construcción.

Pero no todo es negativo, un aspecto positivo durante esta etapa es la generación de empleos temporales a pobladores de la ciudad.

6.4.2.- RESULTADOS DE IMPACTOS EN LA ETAPA DE OPERACIÓN

La mayoría de los factores en esta etapa son positivos comenzando por el cambio en el estilo y calidad de vida de los pobladores. La estética de la ciudad se ve mejorada al no presentar ya más escorrentías de aguas residuales que ocasionaban mala apariencia sobre las calles; esto conlleva a un desarrollo urbanístico y a la plusvalía de los terrenos y viviendas, y a la vez un aumento en el nivel cultural y a la mejora en la higiene y la salud de los habitantes.

No todos los impactos fueron positivos, la emisión de malos olores a la hora de la limpieza de las alcantarillas y en la planta de tratamiento (Era de sacado de lodos) afecta el ambiente, contaminando el aire e incomodando a pobladores en ciertas ocasiones. Aun así, los factores positivos sobresalen con respecto a los negativos, llegándose a concluir que la obra si es de uso beneficioso para los pobladores, comerciantes y visitantes de la ciudad.

6.5.- APLICACIÓN DE LA GUÍA TÉCNICA PARA LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL PROYECTO

6.5.1.- EN LA ETAPA DE FORMULACIÓN

- a) La planta de tratamiento se localizó a 200 m de la última casa del Bo. Arnoldo Alemán, el agua residual será totalmente transportada por gravedad en toda su longitud, lo que reduce la probabilidad de contaminación por derrames.
- b) El stock de herramientas propuesto es de tipo convencional para un mantenimiento manual, su adquisición es sencilla.

6.5.2.- EN LA ETAPA DE DISEÑO

- a) Se consideraron los caudales de infiltración necesarios y se tributaron las áreas para el desarrollo de la localidad, para la obtención de un margen de seguridad.
- b) No se presentaron pendientes mayores a la permisible, por lo que no se instalaron bloques de reacción.

6.5.3.- EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

- a) Se propuso la construcción de un canal en el contorno de 202.81 ml para drenaje en el predio de la planta depuradora a fin de evacuar los fluidos cuando ocurran derrames y evitar erosiones originadas por las escorrentías superficiales.
- b) Se propuso usar tubería PVC SDR 41, más fuerte que la SDR 64 que también es para usarse en drenajes sanitarios pero es más débil, siendo así la SDR 41 de más durabilidad y resistencia.
- c) Se propuso la instalación de un sifón invertido y de gaviones de retención en ciertos cruces, para proteger el alcantarillado sanitario que atraviesa el cauce. Como una medida anti desastres contra las escorrentías de precipitación pluvial.

6.6.- COSTO Y PRESUPUESTO DE OBRAS

El costo y presupuesto de cada una de las obras diseñadas y presentadas en alternativas en este documento se pueden visualizar de mejor manera en el Apéndice E, resumiendo los costos totales en los cuadro E-4, E-10 y E-14. De las alternativas antes mencionadas el costo total de la seleccionada se encuentra en el la siguiente Tabla:

TABLA 14.- Costos Totales del Sistema de Alcantarillado y Sistema de Tratamiento Seleccionado

SISTEMA SELECCIONADO	COSTO C\$	
	TOTAL	PERCÁPITA
Red (Alternativa I)	14,744,657.83	10,615.30
Op. y Mant. De Red (Alternativa I)	321,067.91	231.15
Planta de Tratamiento (Alternativa IV)	11,001,026.67	7,920.11
Op. y Mant. De Planta de Tratamiento	2,881,130.15	2,074.25
TOTAL	C\$ 28,947,882.56	C\$ 20,840.81
	\$ 1,157,915.30	\$ 833.63

Tabla – 16. Costo Total del Sistema de Alcantarillado Sanitario. Fuente: Apéndice E-14.

El costo total de la obra será entonces de **C\$ 28, 947,882.56** equivalente a **U\$ 1, 157,915.30** a una tasa de cambio de C\$ 25 por \$ 1.00 a la fecha de Agosto del 2013.

VII.- CONCLUSIONES

1. Para este diseño se consideró un sistema de alcantarillado sanitario tipo convencional separado, tomando en consideración la topografía del terreno, la cual favoreció para realizar un diseño que drenará por gravedad en su totalidad en dirección oeste a este, llevando únicamente las aguas residuales por medio de una colectora principal.
2. La red de alcantarillado se diseñó para un período de 20 años la población servida será de 1,389 habitantes, dando una cobertura del 100% de las viviendas para el Bo. Arnoldo Alemán.
3. El análisis de las redes de alcantarillados sanitarios se hizo con una hoja de cálculo de Excel y se utilizó el programa Auto Cad Land 2009 para su diseño.
4. Las tuberías de la red de alcantarillado serán en su totalidad de PVC SDR-41 de 150 mm (6") de diámetro y los PVS de tipo convencional.
5. Luego de un estudio hidrológico e hidráulico del cauce, se logró identificar la necesidad de un sifón invertido, específicamente, donde se unen los PVS-33 y PVS-34. Y en algunas partes donde el alcantarillado atraviesa el cauce a una altura menor de 0.4 m del nivel de terreno, se recomendó una protección con gaviones para la tubería que valla de los PVS-34 al PVS-35 y del PVS-36 al PVS-37.
6. Para el sistema de tratamiento se analizaron cuatro alternativas de diferentes tecnologías considerando para todas como pre tratamiento rejas y desarenador y se seleccionó la alternativa IV, la cual se basó en un sistema compuesto por Tanque Imhoff y Biofiltro de flujo horizontal sub-superficial, presentando los Biofiltros un mayor grado de remoción de materia orgánica y Coliformes fecales.

7. El sitio seleccionado para la planta de tratamiento se ubicó al este de la zona urbana del Bo. Arnoldo Alemán, para aprovechar las pendientes naturales, con una lejanía de 200 m de la última casa cercana al sitio.
8. La calidad del afluente utilizado fue DBO_5 de 273 mg/l y 1×10^7 NMP/100 ml de coliformes fecales, los efluentes resultante serán de 0.02 mg/l de DBO_5 y 9.86×10^2 de coliformes fecales, valores que se encuentran dentro de los límites establecidos por el MARENA en el Decreto 33-95 para aguas tratadas y que serán vertidas en receptores naturales, en este caso un cauce que atraviesa el barrio.
9. Los impactos ambientales serían inicialmente negativos en la etapa de construcción debido al movimiento de tierra, la emisión de gases, afectación en la flora y fauna, etc. Pero por otro lado, en la etapa de operación los impactos son mayormente positivos en relación a los antes descritos, llegando a la conclusión que el proyecto sería beneficioso más que perjudicial para la población, comenzando con una mejora en el estilo y calidad de vida de los pobladores al tener un sistema de drenaje de aguas residuales, las cuales actualmente escurren sobre las calles de la ciudad.
10. El costo total adecuado para la construcción del sistema de alcantarillado sanitario, sistema de tratamiento y sus mantenimientos serán de **C\$ 28, 947,882.56** equivalente a **U\$ 1, 157,915.30**, con un costo per-cápita de **C\$ 20,840.81** equivalente a **U\$ 833.63** a una tasa de cambio de C\$ 25 por U\$ 1.00 a la fecha de Agosto del 2013.

VIII.- RECOMENDACIONES

1. Cumplir con el manual de operación y mantenimiento para evitar fallas en el sistema.
2. Incluir a la población en la etapa de construcción como método de generación de ingresos.
3. Realizar campañas de educación ambiental para el buen uso del sistema de alcantarillado.
4. Hacer promotorías antes, durante y después de la construcción del sistema de alcantarillado en escuelas, instituciones y empresas en general.
5. Implementar todas las medidas de higiene y seguridad en la etapa de construcción.
6. Localizar la ubicación donde se evacuará el material excedente de las excavaciones a realizarse.
7. Realizar pruebas de laboratorio para el control de calidad de agua en el efluente del sistema de tratamiento, con una rutina de, una prueba al mes en los primeros 3 meses y posteriormente un prueba trimestral durante los 20 años que proyecto el sistema, para garantizar su buen funcionamiento.
8. Realizar el cambio del material del lecho filtrante en el Biofiltro cada 6 años y garantizar el reemplazo de césped de caña cada 8 meses, para un educado funcionamiento.
9. Se deberá de garantizar la conexión de todos los usuarios y el uso del sistema en un 100%, para poder evaluar el proyecto piloto como tal.

VIII.- BIBLIOGRAFIA

1. GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).
2. GUÍAS TÉCNICAS PARA LA REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD EN LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO. Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).
3. INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS (INAA), Normativa Ambiental, Editora de Arte_1999.
4. TECNICAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL. Ing. Alcides Franco T. 2002.
5. DISEÑO HIDRÁULICO DE UN SIFÓN INVERTIDO. Universidad Pedro Ruiz Gallo, Facultad de Ingeniería Civil, Perú.
6. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE UN CAUCE: APUNTES DE INGENIERÍA SANITARIA. Ing. José Ángel Baltodano e Ing. Miguel Blanco Chávez. Departamento de hidráulica-FTC-UNI-RUPAP.
7. MONOGRAFÍA: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA CIUDAD DE TELICA – LEÓN, NICARAGUA. Sheyla Pastora, María Palacios. INI. 2010.
8. MONOGRAFÍA: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LOS PUEBLOS DIRIÁ Y DIRIOMO, APLICANDO EL PROGRAMA AUTOCAD LAND DEVELOPMENT DESKTOP R2. Julio Cruz, Freddy Algaba. INI. 2008.
9. MONOGRAFÍA: APLICACIONES PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADOS DEL PROGRAMA AUTOCAD® DESARROLLO DE URBANIZACIONES (LAND DEVELOPMENT DESKTOP R2.). Sergio Iván Pacajoj Ixquiac. INI. 2004.

10. GUÍAS PARA EL DISEÑO DE TECNOLOGÍAS DE ALCANTARILLADO. OPS/CEPIS. UNATSABAR. Lima. 2005.
11. TRATAMIENTOS PRELIMINARES. Max Lothar Hess, OPS/OMS – CEPIS. Lima 2005.
12. GUÍA PARA EL DISEÑO DE DESARENADORES Y SEDIMENTADORES. OPS/CEPIS. UNATSABAR. Lima. 2005.
13. DISEÑO DE REACTOR ANAERÓBICO. Anaerobic Reactors Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, C. A. (2007). London UK: IWA.
14. DISEÑO DE REACTOR ANAERÓBICO, FILTROS PERCOLADORES Y SISTEMAS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN. Sperling, M. V. (2007). Activate Sludge and Aerobic Biofilm Reactor and Waste Stabilization Ponds. London UK: IWA.
15. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TANQUE SÉPTICO, TANQUE IMHOFF Y LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN. OPS/CEPIS. UNATSABAR. Lima. 2005.
16. GUÍA PARA EL DISEÑO DE TANQUES SÉPTICOS, TANQUES IMHOFF Y LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN. OPS/CEPIS. UNATSABAR. Lima. 2005.
17. MANUAL DE DISEÑO: HUMEDAL CONSTRUIDO PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS GRISES POR BIOFILTRACIÓN. Dayna Yocum. Bren School of Environmental Science and Management, University of California, Santa Barbara. 2006.
18. MANUAL DE CONSTRUCCIÓN: HUMEDALES CONSTRUIDOS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS. Karen Setty, Bren School of Environmental Science and Management, University of California, Santa Barbara. 2008.

19. MANUAL DE MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO. INAA, Ing. Carlos Espinoza García. 2005.
20. CRITERIOS GENERALES DE INSTALACIÓN. ASTM International. PDF Factory. 2005.
21. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL. Alfonso Garmendia Salvador, Adela Salvador Alcaide, Cristina Crespo Sánchez, Luis Garmendia Salvador. Pearson Prentice Hall. Edición 2005.
22. MONOGRAFÍA: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL MUNICIPIO DE SAN JORGE, RIVAS. Elizabeth Madrigal, Jonny Velázquez, Jessenia Arias. INI. 2008.
23. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL. Domingo Gómez Orea. Ediciones Mundi-Prensa. 2003.
24. METODOLOGÍA DE ESTUDIOS DE IMPACTOS AMBIENTALES. José Reina Mulero, Vicente Ortega Pineda. Revista Digital, Investigación y Educación. 2005.
25. www.ineter.gob.ni
26. www.inec.gob.nic