



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

**Monografía**

**DISEÑO DE LAS INSTALACIONES HIDROSANITARIAS DEL ECO-ALBERGUE EL  
DELIRIO, UBICADO EN LA COMUNIDAD LOS CERRONES, DEPARTAMENTO DE  
JINOTEGA**

Para optar al título de Ingeniero Civil

**Elaborado por**

Br. Elí Alfredo Vargas Jarquín

Br. Luis David Martínez Castro

**Tutor**

M. Sc. Ing. María José Castro Alfaro

Managua, Noviembre 2021

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, por su gran amor, por su inmensa bondad, por su misericordia y por las miles de bendiciones que ha derramado sobre mí a lo largo de mi vida personal y académica, porque siempre me ha guardado del peligro; porque Él y mi señor Jesús, nunca me han abandonado en este camino y junto al Espíritu Santo han sido luz y fortaleza para mí, especialmente en los momentos más difíciles.

A mi familia, especialmente a mi mamá, papá, tíos y tías, que desde mi niñez han contribuido de diversas formas en mi proceso de aprendizaje y que, con su apoyo han hecho posible que pueda materializar esta meta; también agradezco a mi abuelita, con quien he compartido gran parte de mi vida y me ha dado grandes enseñanzas; agradezco también a mis hermanos y primos que siempre han estado a mi lado brindándome su apoyo.

A mis maestros, desde los que estuvieron encargados de mi formación en primaria y secundaria, hasta los que me impartieron clases durante mi formación universitaria y a quienes agradezco de manera muy especial por transmitirme grandes enseñanzas y por toda la ayuda que me brindaron a lo largo de este proceso. Sin ellos, alcanzar esta meta no hubiese sido posible.

A mis amigos, especialmente a todos aquellos a quienes considero una segunda familia, ya que, han estado conmigo apoyándome en los buenos y malos momentos y quiénes son para mí, parte fundamental de mi vida personal.

A mis compañeros de estudios, quienes me brindaron su apoyo y me transmitieron sus conocimientos en diversas ocasiones y que de esta forma, también contribuyeron a mi formación académica.

A mi buen amigo y compañero de tesis, Luis David Martínez Castro, con quien he compartido buenos y malos momentos durante todo este tiempo de amistad, a quien también le agradezco por toda su ayuda y apoyo incondicional.

A mi familia, por todo su apoyo durante el transcurso de mi preparación profesional.

A mi madre, Aura Marina Castro Álvarez, por ser mi mayor ejemplo a seguir, el motor que me impulsa cada día a luchar por mis metas.

A mi prima, Merariz del Carmen Bracamonte Zamora, por convertirse en mi segunda madre, acogiéndome durante el tiempo de mi preparación profesional.

Finalmente, a las personas que conocí en el transcurso de este camino, mis amigos, quienes son parte importante de este proyecto; Verónica Sughey, Karla Rivera, Vanessa Vado, Emmanuel Martínez, Elí Vargas y Jorge Rivas.

- Luis David Martínez Castro

## **DEDICATORIA**

Dedicamos este trabajo monográfico, primeramente, a Dios, por ser Él quien nos ha guiado durante todo el proceso de nuestra formación universitaria y quien nos llena de sabiduría y paciencia para lograr las metas sugeridas.

A nuestros padres, hermanos y demás familiares que nos han apoyado a lo largo de este camino para lograr la culminación de este trabajo.

A nuestros amigos y compañeros de estudios, quienes son personas que de una u otra forma nos han ayudado durante todos estos años.

A nuestros maestros, quienes han sido parte fundamental de nuestra educación y que son grandes mentores que hacen realidad nuestro proyecto.

- Elí Alfredo Vargas Jarquín
- Luis David Martínez Castro

## ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN .....	1
II. ANTECEDENTES .....	2
III. JUSTIFICACIÓN .....	3
IV. OBJETIVOS .....	4
4.1. Objetivo general.....	4
4.2. Objetivos específicos .....	4
V. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO .....	5
5.1. Macro y micro localización .....	5
VI. MARCO TEÓRICO.....	6
6.1. Conceptos generales .....	6
6.1.1 Eco albergue .....	6
6.1.2 Instalaciones hidrosanitarias .....	6
6.2. Sistema de agua potable .....	6
6.2.1 Dotación .....	7
6.2.2 Demanda.....	7
6.2.3 Fuentes de abastecimiento de agua.....	7
6.2.4 Obras de captación .....	8
6.2.5 Tanque de almacenamiento de agua .....	8
6.2.6 Redes de distribución .....	8
6.2.7 Estación de bombeo.....	10
6.2.8 Líneas de conducción.....	10
6.2.9 Desinfección del agua .....	11
6.3. Sistema de agua pluvial .....	11
6.3.1 Recolección de agua pluvial.....	11
6.4. Sistema de aguas residuales .....	13
6.4.1 Aguas grises.....	13
6.4.2 Aguas negras .....	13
6.4.3 Cantidad de aguas residuales .....	13
6.4.4 Recolección de aguas residuales .....	14
6.4.5 Tratamiento de aguas residuales.....	14
6.4.6 Disposición final .....	16

VII. DISEÑO METODOLÓGICO .....	17
7.1. Marco normativo .....	17
7.1.1 Agua potable .....	17
7.1.2 Agua pluvial.....	20
7.1.3 Agua residual .....	23
7.2. Métodos y fórmulas.....	32
7.2.1 Agua potable .....	32
7.2.2 Agua pluvial.....	39
7.2.3 Agua residual .....	41
7.2.4 Tratamiento de agua residual .....	43
7.2.5 Disposición final .....	49
VIII.RESULTADOS .....	51
8.1. Descripción de la obra .....	51
8.2. Agua potable.....	52
8.2.1 Descripción del sistema de agua potable .....	52
8.2.2 Dotación .....	52
8.2.3 Fuente de abastecimiento .....	53
8.2.4 Almacenamiento.....	54
8.2.5 Red de distribución.....	55
8.2.6 Equipo de bombeo .....	60
8.2.7 Análisis de calidad de agua .....	64
8.2.8 Potabilización .....	65
8.3. Agua pluvial .....	65
8.3.1 Descripción del sistema de drenaje pluvial .....	65
8.3.2 Sistema de drenaje pluvial principal .....	66
8.3.3 Sistema de drenaje pluvial secundario .....	78
8.4. Agua residual.....	89
8.4.1 Descripción del sistema de agua residual.....	89
8.4.2 Trazado de las redes.....	89
8.4.3 Cálculo del caudal de agua residual .....	89
8.4.4 Cálculo de la red .....	90
8.4.5 Cajas de registro (CR).....	95

8.4.6	Cálculos topográficos de la red propuesta.....	95
8.5.	Tratamiento de aguas residuales .....	97
8.5.1	Tratamiento de aguas grises .....	97
8.5.2	Tratamiento de aguas negras.....	100
8.6.	Disposición final.....	103
8.6.1	Prueba de infiltración.....	103
8.6.2	Dimensionamiento de la zanja de infiltración .....	104
8.7.	Ventilación sanitaria.....	105
8.8.	Estudio de suelo .....	106
8.8.1	Uso de suelo .....	106
8.8.2	Tipo de suelo.....	106
8.9.	Presupuesto.....	111
CONCLUSIONES .....		113
RECOMENDACIONES.....		114
REFERENCIAS .....		116
ANEXOS.....		117

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 Volumen útil .....	30
Ecuación 2 Área de planta .....	30
Ecuación 3 Consumo diario .....	32
Ecuación 4 Caudal de fuga .....	32
Ecuación 5 Consumo máximo día.....	32
Ecuación 6 Consumo máximo horario.....	32
Ecuación 7 Volumen de la fuente de captación.....	33
Ecuación 8 Cálculo de caudal.....	33
Ecuación 9 Cálculo de caudal.....	33
Ecuación 10 Ecuación de continuidad .....	34
Ecuación 11 Ecuación de Darcy-Weisbach.....	34
Ecuación 12 Coeficiente de fricción .....	34
Ecuación 13 Número de Reynolds.....	35
Ecuación 14 Caudal para unidades de accesorio menor a 100 sin fluxómetro.....	35
Ecuación 15 Caudal para unidades de accesorio entre 100 y 1200 sin fluxómetro .....	35
Ecuación 16 Caudal para unidades de accesorio menor a 150 con fluxómetro.....	36
Ecuación 17 Caudal para unidades de accesorio entre 150 y 1200 con fluxómetro.....	36
Ecuación 18 Caudal para unidades de accesorio mayor a 1200 para ambos casos ....	36
Ecuación 19 Pérdidas locales .....	38
Ecuación 20 Ecuación de Bernoulli.....	38
Ecuación 21 Carga total dinámica.....	38
Ecuación 22 Cálculo de potencia de bomba .....	39
Ecuación 23 Carga neta negativa de succión .....	39
Ecuación 24 Cálculo de caudal método racional.....	40
Ecuación 25 Área hidráulica para sección rectangular .....	40
Ecuación 26 Perímetro mojado para sección rectangular .....	41
Ecuación 27 Área hidráulica para sección circular .....	41
Ecuación 28 Perímetro mojado para sección circular.....	41
Ecuación 29 Cálculo de velocidad con Manning .....	42
Ecuación 30 Radio hidráulico para mitad de tubería circular.....	42
Ecuación 31 Cálculo del tirante del colector.....	42
Ecuación 32 Volumen trampa de grasa .....	43
Ecuación 33 Longitud .....	43
Ecuación 34 Altura de trampa de grasa .....	43
Ecuación 35 Altura total .....	43
Ecuación 36 Velocidad de reacción .....	44
Ecuación 37 Tiempo de detención .....	44
Ecuación 38 Tasa de carga orgánica .....	45
Ecuación 39 Área de terreno .....	45
Ecuación 40 Ancho de biojardinera.....	46
Ecuación 41 Longitud de biojardinera .....	46



Ecuación 42 Volumen de agua residuales .....	46
Ecuación 43 Volumen de lodos.....	47
Ecuación 44 Volumen de natas .....	47
Ecuación 45 Volumen de tanque séptico .....	47
Ecuación 46 Ancho de tanque séptico .....	47
Ecuación 47 Longitud de tanque séptico.....	47
Ecuación 48 Longitud de cámara 1 .....	47
Ecuación 49 Longitud de cámara 2.....	47
Ecuación 50 Volumen de FAFA .....	47
Ecuación 51 Área de FAFA.....	48
Ecuación 52 Ancho de FAFA .....	48
Ecuación 53 Longitud de FAFA .....	48
Ecuación 54 Caudal teórico .....	48
Ecuación 55 Tiempo de retención hidráulico.....	49
Ecuación 56 Volumen de biodigestor .....	49
Ecuación 57 Caudal de diseño .....	49
Ecuación 58 Ancho de zanja de infiltración.....	49
Ecuación 59 Longitud de zanja de infiltración .....	50

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Macro y micro localización .....	5
Ilustración 2 Área transversal del afloramiento.....	53
Ilustración 3 Profundidad del afloramiento .....	53
Ilustración 4 Red de abastecimiento de agua potable .....	58
Ilustración 5 Velocidad del flujo en la red .....	59
Ilustración 6 Velocidad en tuberías .....	59
Ilustración 7 Presión en la red.....	60
Ilustración 8 Esquema de equipo de bombeo .....	62
Ilustración 9 Red de drenaje pluvial principal .....	69
Ilustración 10 Cálculo hidráulico de canales con HCANALES .....	71
Ilustración 11 Área de drenaje .....	80
Ilustración 12 Red de tuberías pluviales secundarias.....	82
Ilustración 13 Perfil topográfico de tuberías de drenaje pluvial secundario .....	84
Ilustración 14 Canal de drenaje pluvial.....	86
Ilustración 15 Cálculo hidráulico canal de drenaje pluvial .....	87
Ilustración 16 Sección transversal del canal .....	88
Ilustración 18 Red de aguas grises .....	92
Ilustración 19 Red de aguas negras.....	94
Ilustración 20 Zanjas de infiltración .....	105
Ilustración 21 Análisis químico de agua .....	131
Ilustración 22 Análisis físico del agua .....	132

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Longitud equivalente .....	36
Tabla 2 Porosidad efectiva.....	45
Tabla 3 Estudio población consumo .....	52
Tabla 4 Cálculo de caudal del pozo .....	54
Tabla 5 Dimensiones de tanque de almacenamiento.....	54
Tabla 6 Tiempo de llenado.....	55
Tabla 7 Calculo de caudal de la red de abastecimiento .....	56
Tabla 8 Calculo de caudal de abastecimiento de agua por tramo .....	57
Tabla 9 Velocidad del flujo en la red de tubería .....	59
Tabla 10 Presiones en la red .....	60
Tabla 11 Pérdidas locales y por fricción en tubería de succión .....	61
Tabla 12 Pérdidas locales y por fricción en tubería de descarga .....	61
Tabla 13 Presión de succión.....	61
Tabla 14 Calculo de carga total dinámica .....	63
Tabla 15 Cálculo de caudal de escorrentía para canales en área de techo .....	68
Tabla 16 Cálculo de caudal de escorrentía para canales en área de estacionamiento .....	68
Tabla 17 Cálculos hidráulicos de canaletas en áreas de techo .....	72
Tabla 18 Cálculos hidráulicos de canales con rejillas.....	72
Tabla 19 Cálculo hidráulico de bajantes en área de techo. ....	74
Tabla 20 Dimensiones de CR drenaje pluvial.....	75
Tabla 21 Calculo de velocidad para cajas de registro .....	76
Tabla 22 Cálculos topográficos de la red de drenaje pluvial.....	78
Tabla 23 Cálculos hidráulicos de tuberías pluviales .....	83
Tabla 24 Dimensiones de cajas de registros.....	85
Tabla 25 Cálculos hidráulicos canal de drenaje pluvial .....	87
Tabla 26 Caudal aguas grises .....	89
Tabla 27 Caudal aguas negras .....	90
Tabla 28 Cálculo de caudales y velocidades de aguas grises por tramo.....	91
Tabla 29 Cálculo de caudales y velocidades de aguas negras por tramo .....	93
Tabla 30 Dimensiones de cajas de registro .....	95
Tabla 31 Cálculos topográficos red de aguas grises .....	96
Tabla 32 Cálculos topográficos red de aguas negras.....	96
Tabla 33 Cálculo de caudal fregadero de cocina .....	98
Tabla 34 Dimensiones de trampa de grasas .....	98
Tabla 35 Dimensiones de la biojardinera .....	100
Tabla 36 Dimensiones de tanque séptico .....	101
Tabla 37 Dimensiones del FAFA.....	101
Tabla 38 Comparativa de costos para fosa séptica + FAFA.....	102
Tabla 39 Costos de sistemas de tratamiento aguas negras .....	103
Tabla 40 Prueba de infiltración .....	103
Tabla 41 Dimensiones de zanja de infiltración .....	104

Tabla 42 Estrato S1-M1, retenido en el tamiz n°4 .....	106
Tabla 43 Análisis granulométrico del estrato S1-M1 retenido por el tamiz n°4 .....	107
Tabla 44 Estrato S1-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado) .....	107
Tabla 45 Análisis granulométrico del estrato S1-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado)..	107
Tabla 46 Límites líquido y plástico S1-M1 .....	108
Tabla 47 Clasificación de estratos .....	110
Tabla 48 Dotaciones mínimas.....	117
Tabla 49 Diámetros, presiones y caudales mínimos requeridos en los puntos de alimentación de las piezas sanitarias .....	119
Tabla 50 Coeficientes de resistencia (k) en válvulas y accesorios .....	120
Tabla 51 Coeficiente de escorrentía .....	122
Tabla 52 Coeficiente de rugosidad de Manning .....	123
Tabla 53 Unidades de descarga y diámetros mínimos de sifones y conductos de descarga de aparatos sanitarios .....	124
Tabla 54 Diámetros mínimos de sifones y conductos de descarga de aparatos sanitarios no específica .....	125
Tabla 55 Pendiente mínima de los conductos de descarga y colectores .....	125
Tabla 56 Dimensiones de las cajas de registro .....	125
Tabla 57 Factor de uso en función de número de artefacto .....	125
Tabla 58 Viscosidad dinámica del agua líquida a varias temperaturas .....	127
Tabla 58 Presión de vapor de agua .....	128
Tabla 59 Disminución de la presión atmosférica .....	129
Tabla 59 Relaciones hidráulicas para conductos circulares .....	130
Tabla 60 Estrato S1-M2, retenido en el tamiz n°4 .....	133
Tabla 61 Análisis granulométrico del estrato S1-M2 retenido en el tamiz n°4 .....	133
Tabla 62 Estrato S1-M2 que pasa el tamiz n°4 (lavado) .....	133
Tabla 63 Análisis granulométrico del estrato S1-M2 que pasa el tamiz n°4 (lavado)..	133
Tabla 64 Límites líquido y plástico S1-M2 .....	134
Tabla 65 Estrato S1-M3, retenido en el tamiz n°4 .....	135
Tabla 66 Análisis granulométrico del estrato S1-M3 retenido en el tamiz n°4 .....	135
Tabla 67 Estrato S1-M3 que pasa el tamiz n°4 (lavado) .....	136
Tabla 68 Análisis granulométrico del estrato S1-M3 que pasa el tamiz N°4 (lavado) .	136
Tabla 69 Límites líquido y plástico S1-M3.....	136
Tabla 70 Estrato S2-M1, retenido en el tamiz n°4 .....	138
Tabla 71 Análisis granulométrico del estrato S2-M1 retenido en el tamiz n°4 .....	138
Tabla 72 Estrato S2-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado) .....	138
Tabla 73 Análisis granulométrico del estrato S2-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado)..	138
Tabla 74 Límites líquido y plástico S2-M1 .....	139
Tabla 75 Estrato S2.M2 retenido en el tamiz N°4.....	140
Tabla 76 Análisis granulométrico del estrato S2-M2 retenido en el tamiz N°4.....	140
Tabla 77 Estrato S2-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado) .....	140
Tabla 78 Análisis granulométrico del estrato S2-M2 que pasa el tamiz n°4 (lavado)..	141
Tabla 79 Límites líquido y plástico S2-M2.....	141

Tabla 80 Presupuesto de fosa séptica más FAFA .....	143
Tabla 81 Presupuesto de fosa séptica más FAFA prefabricado .....	145

## I. INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso crucial para la humanidad, ya que, el bienestar personal también exige disponer de agua potable y limpia tanto para la higiene como para el saneamiento. En diferentes tipos de edificaciones, desde pequeñas viviendas hasta grandes edificios u otro tipo de complejos, es sumamente importante que existan sistemas con la capacidad suficiente para proveer agua y de evacuarla luego de su uso. Al conjunto de medios que hacen esto posible se les conoce como instalaciones hidrosanitarias.

En los últimos años, el cuidado y protección del medio ambiente se han vuelto temas de prioridad a nivel mundial. Nicaragua no es la excepción; un país en donde el turismo es uno de los sectores que más aporta al desarrollo económico, y donde los empresarios turísticos constantemente buscan renovadoras formas de evolucionar y adaptarse a las demandas internacionales de este sector. Esa constante búsqueda de nuevas ideas, sumadas a la necesidad de proteger y conservar el medio ambiente han propiciado el surgimiento de nuevos conceptos, los cuales a su vez han dado como resultado la creación de complejos conocidos como eco albergues, mismos que se han convertido en una nueva forma de turismo social y ecológico alrededor del mundo.

En particular, este tipo de lugares requieren de sistemas hidrosanitarios que sean capaces de funcionar en óptimas condiciones. Por tal razón, en el presente trabajo se propone realizar el diseño de las instalaciones hidrosanitarias del eco albergue El Delirio, ubicado en la comunidad Los Cerrones, departamento de Jinotega. Para ello, en este trabajo se especifican las normativas utilizadas y se presenta una propuesta de diseño funcional y adecuado a las demandas y necesidades del proyecto.

## II. ANTECEDENTES

Desde hace muchos años, muchas naciones del mundo tienen la oportunidad de explotar de forma sostenida sus recursos naturales y emprender el denominado concepto de turismo ecológico; una opción que según la Organización Mundial de Turismo (OMT), resulta ser viable para el desarrollo económico e inclusivo de las comunidades locales donde se realicen estas prácticas que son amigables con el medioambiente. En la actualidad, esta rama del turismo, ha estado tomando fuerza en Nicaragua.

Específicamente, en el departamento de Jinotega, existe gran cantidad de montañas cubiertas de verdes bosques y habitan muchas especies de animales. Estos y otros atractivos han propiciado que en los últimos años se haya impulsado la creación de eco albergues en esta zona, en donde se encuentran tres de los aproximadamente nueve ecoalbergues existentes en Nicaragua. Este nuevo concepto turístico que se ha diversificado en los últimos años y que ha venido a formar parte del potencial turístico de la región, ha sido uno de los propósitos fundamentales que impulsó la iniciativa de construir el eco albergue El Delirio.

En el sitio donde se construirán las instalaciones, actualmente se encuentra una finca en la que predomina el cultivo de café. Luego de la construcción e inicio de las actividades del eco albergue, este se convertirá en un factor clave para el progreso socioeconómico de la zona a través de la creación de empleos y el desarrollo de nueva infraestructura. La infraestructura a desarrollarse incluye las instalaciones hidrosanitarias, mismas que deben cumplir con los objetivos de protección y conservación del medio ambiente, así como con la optimización de los recursos, principalmente del agua.

### III. JUSTIFICACIÓN

El turismo es una de las principales actividades económicas de Nicaragua y, por tanto, se han definido varias rutas turísticas en todo el territorio nacional. Una de estas es la Ruta del Café, la cual abarca gran parte del departamento de Jinotega, localidad en donde se encuentra ubicado el sitio objeto de este trabajo. El desarrollo de las actividades turísticas en esta zona implica la explotación de los recursos naturales, afectando en mayor grado a unos que a otros y estando el recurso agua entre los más vulnerables. Aunque en el sitio objeto de intervención se cuentan con varios cuerpos de agua, en los últimos años estos se han visto afectados en su calidad, principalmente por acciones antropogénicas.

En el sitio de estudio, la contaminación, entre otras causas, es producto de la descarga de desechos sólidos, el vertimiento de aguas residuales sin ningún tipo de tratamiento antes de llegar al cuerpo receptor, y de la escorrentía de tierras agrícolas. Ante esta problemática, surge entonces, la necesidad de tener sistemas hidrosanitarios cuyo objetivo primordial sea el de generar el menor impacto ambiental posible y realizar un consumo eficiente del vital líquido. Para cumplir este objetivo, estas instalaciones deben ser eficientes en el abastecimiento y distribución del agua potable, también en el tratamiento de aguas residuales, así como en la recolección y descarga de aguas pluviales.

Por tanto, por medio de la propuesta de diseño para las instalaciones hidrosanitarias del eco albergue El Delirio, se pretende dar respuesta a la problemática antes planteada; ya que se cumplirán con los requerimientos de salud, higiene, seguridad, responsabilidad, funcionalidad, estética y sostenibilidad; asegurando además el adecuado funcionamiento del sistema en todo el complejo. Adicionalmente, las instalaciones hidrosanitarias propuestas garantizarán la disponibilidad y la gestión sostenible del agua y el saneamiento, además se prevé que su infraestructura sea resiliente, cumpliendo así con los objetivos sexto y noveno de desarrollo sostenible.



## **IV. OBJETIVOS**

### **4.1. Objetivo general**

Diseñar las instalaciones hidrosanitarias del eco albergue El Delirio, ubicado en la comunidad Los Cerrones, departamento de Jinotega.

### **4.2. Objetivos específicos**

1. Realizar el trazado y dimensionamiento de las redes de distribución de agua potable, redes de recolección de aguas residuales y sistema de drenaje pluvial.
2. Dimensionar el sistema de tratamiento y disposición final de aguas residuales.
3. Elaborar los planos y especificaciones técnicas para la construcción de las redes hidrosanitarias propuestas.
4. Estimar los costos y el presupuesto para la construcción de las instalaciones propuestas.

## V. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

### 5.1. Macro y micro localización

Eco albergue El Delirio, será construido en la comunidad Los Cerrones, ubicada en el municipio de Jinotega, departamento de Jinotega. La finca El Delirio, sitio donde se ejecutará la obra, se encuentra 47 kilómetros al noroeste de la ciudad de Jinotega, a 190 kilómetros de la ciudad de Managua y se ubica en las coordenadas 12° 02' 32.30" N y 86° 09' 26.20" W.

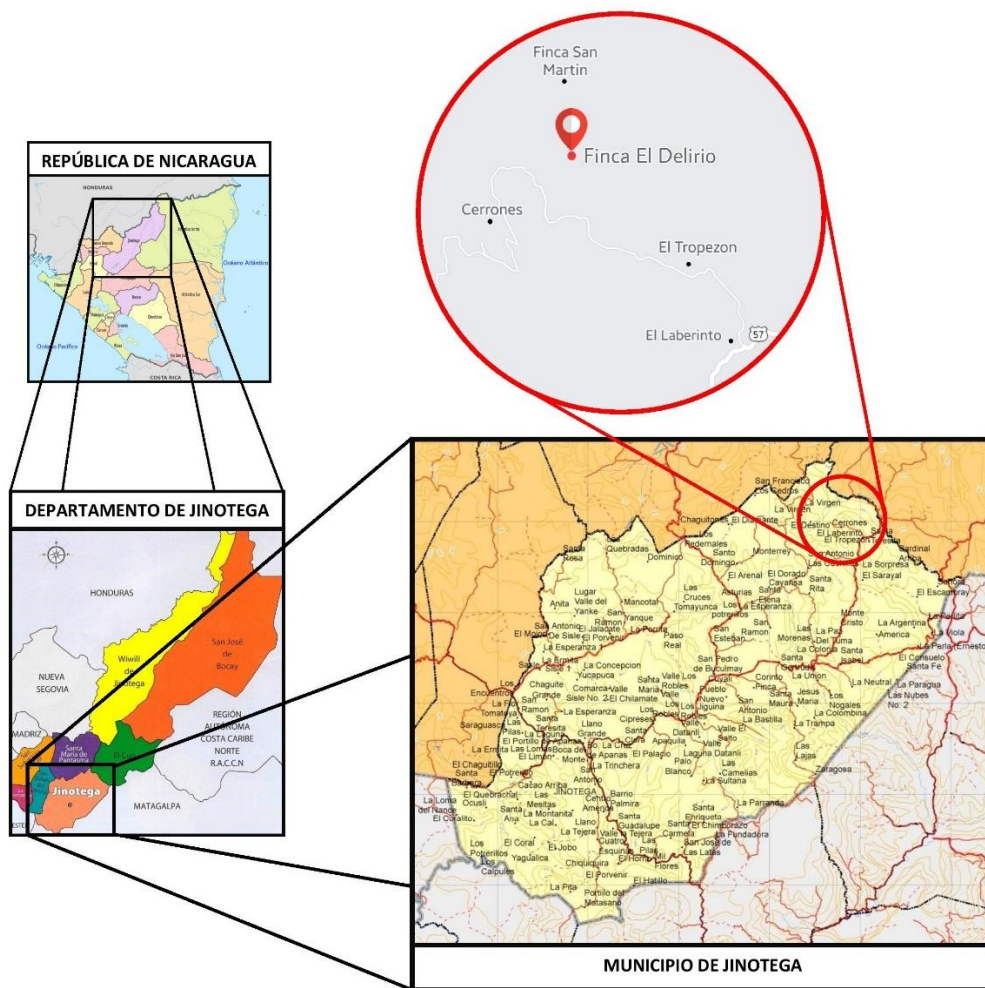


Ilustración 1 Macro y micro localización

## **VI. MARCO TEÓRICO**

### **6.1. Conceptos generales**

#### **6.1.1 Eco albergue**

De acuerdo con Estévez (2012) un eco albergue es una alternativa de estancia que cumple con la filosofía del turismo ecológico; generalmente son hoteles pequeños que están contruidos de materiales amigables con el ambiente, los cuales se encuentran ubicados en destinos no masivos, apartados de las grandes ciudades y rodeados de naturaleza. Las prácticas implementadas en un eco albergue tienen el objetivo de generar un mínimo impacto ambiental durante la operación de las actividades turísticas.

#### **6.1.2 Instalaciones hidrosanitarias**

Según Martínez Miranda (2012), las instalaciones hidrosanitarias son sistemas que comprenden tanto la conducción y distribución de agua potable como la evacuación de aguas servidas y el drenaje de aguas pluviales. Dichas instalaciones funcionan de manera independiente y brindan un servicio diferente entre sí. Puede decirse entonces, que todo tipo de instalaciones hidrosanitarias posee básicamente dos elementos fundamentales para permitir su efectivo funcionamiento: el sistema hidráulico (de distribución) y el sistema sanitario (de evacuación).

### **6.2. Sistema de agua potable**

Es el conjunto de instalaciones que permiten el abastecimiento de agua a todo tipo de edificación, con el objetivo de garantizar el buen funcionamiento de los diferentes servicios de una construcción, como: aparatos sanitarios, baños, cocinas, sistemas de regadíos para jardines, calderas, calentadores, entre otros (Aguado Crespo, 1987).

Los sistemas para abastecimiento de agua potable constan de diversos componentes: captación, conducción, desinfección, almacenamiento, regulación y distribución; en cada uno se construyen las obras necesarias para que sus objetivos particulares sean alcanzados de forma satisfactoria. La captación se refiere a la explotación del agua en las posibles fuentes; la conducción al transporte del recurso hasta el punto de entrega para su disposición posterior; la regulación tiene por objeto transformar el régimen de alimentación del agua proveniente de la fuente que generalmente es constante, en

régimen de demanda variable que requiere la población y el objetivo de la distribución es proporcionar el agua en el domicilio de los usuarios, con las presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales

### **6.2.1 Dotación**

Es la medida del consumo o de la demanda expresada usualmente en litros por persona por día o su equivalente de una edificación, de acuerdo con el uso y la ocupación a que está destinada.

### **6.2.2 Demanda**

Se refiere al consumo de agua potable para un intervalo de tiempo dado, para un fin dado, en una edificación. La demanda de agua estimada corresponde a la cantidad o volumen de agua usado.

### **6.2.3 Fuentes de abastecimiento de agua**

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es importante seleccionar una fuente adecuada o una combinación de fuentes para abastecer de agua en cantidad suficiente a la población (Castilla, 2017).

#### **6.2.3.1 Tipos de fuentes de abastecimiento**

Existen dos tipos principales de fuentes de abastecimiento, superficiales y subterráneas.

- a. Aguas superficiales: Con esto se hace referencia a las quebradas, riachuelos y ríos, que generalmente conducen agua contaminada con la presencia de sedimentos y residuos orgánicos; siendo necesario plantear para su captación un sistema de tratamiento, que implica la construcción de obras civiles como bocatomas, desarenadores, cámaras de filtros e instalación de sistemas de cloración. Plantear dicha alternativa representa un costo elevado.
- b. Aguas subterráneas: Estas se obtienen cuando parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas; generalmente estas fuentes proveen agua de buena calidad, y es el tipo de fuente considerada en los sistemas de abastecimiento de agua potable.

La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares).

#### **6.2.3.2 Aforo**

Es un método empleado para estimar cuanto es el caudal que pasa o genera una fuente de agua por una determinada sección transversal. Un aforo de agua consiste en la aplicación de un método de medición del caudal de agua para lo cual se mide el volumen y la velocidad con la que transita el agua en una sección de una determinada fuente (río, quebrada, nacimiento o pozo) en un tiempo dado.

#### **6.2.4 Obras de captación**

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

#### **6.2.5 Tanque de almacenamiento de agua**

Es un depósito de agua potable del cual se abastecen los artefactos sanitarios de las edificaciones; puede ser elevado o enterrado, según el espacio disponible para la edificación.

#### **6.2.6 Redes de distribución**

La red de distribución es la parte de la red que conduce el agua a todos los puntos donde se requiere el servicio. Se diseña para satisfacer los requerimientos máximos de agua que pueden ser de tipo doméstico, comercial, industrial y público. La red de distribución deberá satisfacer el régimen variable de demandas de agua con las presiones máximas y mínimas adecuadas en cualquier momento (Luna, R. 2012).

##### **6.2.6.1 Tipos de redes de distribución**

Existen diversos criterios por los que pueden clasificarse las redes de distribución, por su forma de funcionamiento estas se clasifican en tres: redes ramificadas (también llamadas redes abiertas), redes malladas (también llamadas redes cerradas) y redes mixtas.

- a) Red ramificada: Este tipo de red de distribución se caracteriza por contar con una tubería principal de distribución (la de mayor diámetro) desde la cual parten ramales que terminarán en puntos ciegos, es decir sin interconexiones con otras tuberías en la misma red de distribución de agua potable.
- b) Red mallada: En este tipo de red, se caracteriza por la conformación de mallas o circuitos a través de la interconexión entre los ramales de la red de distribución de agua potable.
- c) Redes mixtas: En las redes malladas pueden derivarse subsistemas ramificados, a este tipo de red se le conoce como red mixta.

#### **6.2.6.2 Unidades de accesorios**

Es una unidad empírica de caudal escogida de tal manera que la demanda de agua de las piezas sanitarias pueda ser expresada como múltiplo de esta unidad que se toma como base; la unidad de accesorio de una pieza depende del tipo de pieza, de la duración del gasto, del intervalo entre los usos y de la probabilidad del uso simultaneo; su definición varía según los distintos métodos empleados en el cálculo de los caudales de alimentación de agua potable.

#### **6.2.6.3 Caudal**

Es el volumen de líquido o fluido que pasa por una sección de tubería o canal por unidad de tiempo y se expresa en este documento usualmente en litros por segundo (L/s).

#### **6.2.6.4 Presión en la red**

Es la presión interior de la tubería de abastecimiento durante un determinado estado de servicio medido en un punto determinado.

#### **6.2.6.5 Pérdidas de cargas en las tuberías**

Es la pérdida de presión que se produce en un fluido debido a la fricción de las partículas del fluido entre sí y contra las paredes de la tubería que las conduce. Las pérdidas pueden ser continuas, a lo largo de conductos regulares, o accidentales o localizadas, debido a circunstancias particulares, como un estrechamiento, un cambio de dirección, la presencia de una válvula, entre otros.

### **6.2.7 Estación de bombeo**

Las estaciones de bombeo son estructuras destinadas a elevar un fluido desde un nivel energético inicial a un nivel energético mayor. Un equipo de bombeo consiste principalmente de dos elementos, una bomba y su accionador el cual puede ser un motor eléctrico, motor de combustión interna, entre otras.

#### **6.2.7.1 Pérdidas de succión**

Es la presión absoluta mínima que debe haber a la entrada de la bomba para evitar fenómenos de cavitación.

#### **6.2.7.2 Carga total dinámica**

La carga dinámica total de bombeo se define como la suma total de resistencias del sistema, correspondientes a la carga estática total, a la pérdida de carga por fricción en la tubería de succión y descarga y a la carga de velocidad.

#### **6.2.7.3 Nivel estático**

Es la elevación de la capa freática o de la superficie piezométrica cuando no está influenciada por bombeo u otras formas de extracción de agua subterránea.

#### **6.2.7.4 Nivel dinámico**

Es la posición que ocupa el agua subterránea, generalmente en un pozo, cuando se encuentra en funcionamiento el respectivo equipo de bombeo.

### **6.2.8 Líneas de conducción**

Las líneas de conducción en un sistema de abastecimiento de agua potable, es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios y estructuras encargadas de la conducción del agua desde la captación hasta el reservorio. Existen diferentes tipos de líneas de conducción, por bombeo y por gravedad, muchas veces se utiliza una combinación entre ambas (Luna, R. 2012).

#### **6.2.8.1 Conducción por bombeo**

La conducción por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energía para obtener el gasto de diseño. Este tipo de conducción se usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor a la altura piezométrica

requerida en el punto de entrega. El equipo de bombeo proporciona la energía necesaria para lograr el transporte del agua

#### **6.2.8.2 Conducción por gravedad**

Un sistema de conducción por gravedad es aquel que permite que se transporte el agua desde el punto de captación de la fuente hasta el tanque de almacenamiento, sin un bombeo mecanizado y en condiciones seguras e higiénicas; la característica principal de estos sistemas es que la fuente está localizada en una posición más alta que aquella donde está el sitio al que se le dé uso al agua captada (Aguirre, 2015).

#### **6.2.9 Desinfección del agua**

La desinfección del agua significa la extracción, desactivación o eliminación de los microorganismos patógenos que existen en el agua. Si estos microorganismos no son eliminados el agua no es potable y es susceptible de causar enfermedades. La desinfección se logra mediante desinfectantes químicos y/o físicos. Los desinfectantes no solo deben matar a los microorganismos, sino que deben además tener un efecto residual, que significa que se mantienen como agentes activos en el agua después de la desinfección. Entre los compuestos químicos más usados para la desinfección del agua podemos mencionar los siguientes: cloro ( $\text{Cl}_2$ ), dióxido de cloro ( $\text{ClO}_2$ ), hipoclorito ( $\text{OCl}^-$ ), ozono ( $\text{O}_3$ ) (Lenntech, 2019).

### **6.3. Sistema de agua pluvial**

Es un sistema de tuberías, colectores e instalaciones complementarias que recolectan agua de escorrentía de precipitaciones pluviales, que permite su recolección para su vertido.

#### **6.3.1 Recolección de agua pluvial**

Se trata de un sistema público o privado compuesto de conductos, tuberías e instalaciones que se emplean para recolectar y desalojar las aguas de lluvia desde los puntos donde se recibe, hasta el sitio de descarga a un medio receptor.

##### **6.3.1.1 Escorrentía**

La escorrentía puede definirse como la cantidad de agua que escurre o transita sobre cualquier superficie sin ningún tratamiento o control. La escorrentía es un proceso físico



que consiste en el escurrimiento del agua de lluvia por la red de drenaje hasta alcanzar la red fluvial y es uno de los procesos básicos que se incluye en el ciclo del agua.

#### **6.3.1.2 Área de escorrentía**

El área de escorrentía está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural. También puede definirse como la superficie perfectamente definida por su contorno y viene a ser el área drenada comprendida desde la línea de división de las aguas hasta el punto convenido.

#### **6.3.1.3 Intensidad**

Se define como la cantidad de agua que cae por unidad de tiempo en un lugar determinado. Existe una relación entre la intensidad de la lluvia y su duración: para un mismo período de retorno, al aumentarse la duración de la lluvia disminuye su intensidad media. La formulación de esta dependencia es empírica y se determina caso por caso, basándose en los datos observados directamente en el sitio de estudio o en otros sitios próximos con las características hidrometeorológicas similares.

#### **6.3.1.4 Frecuencia**

Es la repetitividad de eventos de características similares en intensidad y duración. La frecuencia de un determinado evento de lluvia, estrechamente relacionado con el llamado tiempo de retorno, se define como el promedio de tiempo que transcurre entre los acaecimientos de dos eventos de tormenta de la misma característica.

#### **6.3.1.5 Bajantes**

El bajante de pluvial es un conducto vertical encargado de recoger las aguas que se reciben por lluvia, en los techos o cubiertas, terrazas y patios de las diversas edificaciones, canalizándolas hasta un colector que puede ser el alcantarillado o el sistema de cloacas.

#### **6.3.1.6 Canal**

Es un conducto a cielo abierto con o sin revestimiento, que se ha construido artificialmente para cambiar el curso natural de las aguas pluviales en determinada longitud de su recorrido, por medio de excavación, desvíos o algunas otras obras de ingeniería civil (ALMA, 2012).

#### **6.3.1.7 Borde libre**

Se denomina borde libre a la altura adicional que se da a fin de absorber los niveles extraordinarios que puedan presentarse por encima del caudal de diseño de un canal. Es una medida de seguridad que toma el ingeniero diseñador contra fenómenos que tienen una cierta probabilidad de ocurrencia.

#### **6.3.1.8 Nivel invert y nivel corona**

Es el nivel de la parte inferior en cualquier sección determinada de un conducto que transporta líquido, tal como un drenaje o una cloaca, y que determina el gradiente útil para mover el líquido contenido, por otra parte, el nivel corona es el nivel superior de cualquier sección determinada de un conducto que transporta líquido.

#### **6.3.2 Desarenador**

Son todos aquellos tipos de obras hidráulicas que tienen por finalidad propiciar la decantación (o sedimentación) y garantizar luego la remoción (o evacuación) de las partículas sólidas que hayan ingresado a través de una obra de captación

### **6.4. Sistema de aguas residuales**

Es un sistema de tuberías subterráneas destinadas a la recolección de las aguas servidas, para posteriormente ser trasladadas a puntos distantes para su tratamiento y disposición final.

#### **6.4.1 Aguas grises**

Son aquellas aguas que contienen sustancias jabonosas, y restos orgánicos procedentes, normalmente, de las bañeras, duchas y lavabos. Son aguas que no tienen materia fecal por lo que no pueden catalogarse como aguas negras o fecales.

#### **6.4.2 Aguas negras**

Son un tipo de aguas que se encuentran contaminadas con sustancia fecal y orina, las cuales son procedentes de los desechos orgánicos tanto de animales como de los humanos.

#### **6.4.3 Cantidad de aguas residuales**

La cantidad de aguas residuales, en este caso domésticas, es igual al agua consumida del sistema de abastecimiento menos el agua utilizada para el aseo y la higiene personal,

cocinar, beber, lavar y regar. Además de las heces y otros productos de desecho que se añaden a las mismas. Puede decirse entonces, que la cantidad de aguas residuales es aproximadamente un 80% del consumo de agua.

#### **6.4.3.1 Unidad de descarga**

Se define como unidad de descarga a un número abstracto a través del cual se mide la descarga probable de varios tipos de piezas sanitarias al correspondiente sistema de desagüe. Se expresa mediante una escala de valores relativos obtenidos experimentalmente en función del gasto requerido para el funcionamiento de la pieza, la duración de su descarga y la frecuencia de su uso (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos se Costa Rica, 2007).

#### **6.4.4 Recolección de aguas residuales**

Se trata de un sistema público o privado que está constituido por un conjunto de tuberías, instalaciones y equipos destinados a coleccionar y transportar aguas residuales hasta su punto de descarga a un medio receptor.

##### **6.4.4.1 Cajas de registro**

Son estructuras plásticas, metálicas o de concreto destinadas a permitir la inspección, limpieza de las tuberías de desagüe, capturar lodos y objetos sólidos; también permite efectuar cambios de dirección, pendiente, diámetro y material de tubería.

#### **6.4.5 Tratamiento de aguas residuales**

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

##### **6.4.5.1 Tratamiento preliminar**

Son las medidas que se utilizan para preparar las aguas residuales para el inicio del tratamiento, con ellas se logra la remoción de sólidos con el objetivo de proteger tanto los equipos que forman parte del sistema de tratamiento, así como mejorar el aspecto estético de las aguas. Las sustancias flotantes, como aceite, grasa, jabón y otros, también se eliminan en el tratamiento preliminar.

#### **6.4.5.1.1 Trampa de grasas**

Son tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. No lleva partes mecánicas y el diseño es similar al de un tanque séptico (INAA, 2008).

#### **6.4.5.2 Tratamiento primario**

Son aquellos que eliminan los sólidos en suspensión presentes en el agua residual. Los principales procesos físico-químicos que pueden ser incluidos en el tratamiento primario son los siguientes: sedimentación, flotación, coagulación – floculación y filtración.

##### **6.4.5.2.1 Biojardineras**

Estas son unidades de procesamiento de aguas grises que permiten su tratamiento y reutilización. Aunque en primera instancia sirven para viviendas también pueden emplearse en proyectos de mayor amplitud, tales como hoteles o residenciales (INAA, 2008).

##### **6.4.5.2.2 Tanque séptico**

Es una obra civil destinada al tratamiento primario de las aguas residuales domésticas. En ella se realiza la separación y transformación físico-química de la materia orgánica contenida en esas aguas.

##### **6.4.5.2.3 Biodigestor**

Un biodigestor es un contenedor sellado herméticamente al que entra estiércol, desperdicios de comida, rastrojos de siembra y materia orgánica, en general. Dentro del mismo ocurre un proceso de biodigestión anaerobio.

#### **6.4.5.3 Tratamiento secundario**

Constituye una serie de procesos de naturaleza biológica que tienen en común la utilización de microorganismos para llevar a cabo la eliminación de materia orgánica biodegradable. Este proceso degrada activamente la materia orgánica que esté presente en el agua residual, para después convertirla en sólidos suspendidos, facilitando su eliminación.

#### **6.4.5.3.1 Filtro anaeróbico de flujo ascendente**

Un filtro anaerobio es un reactor biológico de lecho fijo con una o más cámaras de filtración en serie. Conforme las aguas residuales atraviesan el filtro, las partículas son atrapadas y la materia orgánica es degradada por la biomasa.

#### **6.4.6 Disposición final**

La disposición final es el proceso en el cual, las aguas residuales ya tratadas en las plantas son devueltas limpias a los cauces naturales como esteros, ríos y otros cuerpos receptores; también suele emplearse para este fin, los pozos o zanjas de infiltración (Machado, 2016).

##### **6.4.6.1 Prueba de infiltración**

Es el procedimiento para evaluar la cantidad de agua que penetra en el suelo en un determinado intervalo de tiempo para determinar la permeabilidad del suelo y el tránsito de contaminantes de la superficie hacia los mantos acuíferos.

##### **6.4.6.2 Zanjas de infiltración**

Es un tipo de excavación larga y angosta, realizada en la tierra para acomodar las tuberías de distribución del agua residual sedimentada en el tanque séptico, y para su consiguiente infiltración en el suelo permeable (CEPIS, 2003).

## VII. DISEÑO METODOLÓGICO

### 7.1. Marco normativo

#### 7.1.1 Agua potable

Las normas y criterios para el diseño del sistema de agua potable estarán basados en el Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificaciones de Costa Rica, edición 2017.

##### 7.1.1.1 Dotaciones de agua potable

**Artículo 4-1.** Las dotaciones mínimas de agua para uso doméstico, comercial, industrial, riego de jardín y otros fines se calculará de acuerdo con lo establecido en la tabla 48 de anexo 1.

##### 7.1.1.2 Tanques de almacenamiento

**Artículo 6.5-1.** Toda edificación ubicada en sectores donde el abastecimiento de agua no sea continuo o carezca de presión suficiente, deberá estar provisto de uno o varios tanques de almacenamiento que permitan el suministro de agua en forma adecuada a todas las piezas sanitarias o instalaciones previstas. Estos tanques podrán instalarse en los niveles inferiores (tanque de captación), en pisos intermedios, o sobre el edificio (elevados).

**Artículo 6.5-2.** Los tanques de agua deberán diseñarse de forma que garanticen la potabilidad del agua en todo momento e impidan la entrada de agua de lluvia, roedores u otros contaminantes.

##### 7.1.1.2.1 Sistemas de agua fría y agua caliente

**Artículo 6.1-8** Sistemas de almacenamiento. Cuando el abastecimiento de agua público no garantice servicio continuo, se utilizará alguno de los siguientes sistemas indirectos:

- a. Tanque elevado
- b. Tanque de captación, equipo de bombeo y tanque hidroneumático
- c. Cisterna, equipo de bombeo y tanque elevado

**Artículo 6.1-9.** Cuando el abastecimiento público de agua no garantice presión suficiente, el sistema de distribución de la edificación deberá utilizar alguno de los sistemas estipulados en los incisos b y c del artículo anterior.

#### **7.1.1.2.2 Dimensionamiento y dispositivos**

**Artículo 6.5.1-1.** Cuando solo exista tanque elevado, es recomendable que su capacidad sea cuando menos igual al consumo diario total de las instalaciones. En casos en los cuales las interrupciones en el abastecimiento sean esporádicas, se podrá disminuir la capacidad de dicho tanque.

#### **7.1.1.3 Dimensionamiento de tuberías de distribución**

**Artículo 6.3.1-1.** La presión mínima en los nodos del sistema de distribución deberá permitir el funcionamiento adecuado de las piezas sanitarias correspondientes. La tabla 49 en anexo 1, indica las presiones mínimas recomendadas para la operación de varios aparatos sanitarios.

##### **7.1.1.3.1 Caudales de diseño**

**Artículo 6.3.3-1.** El caudal de diseño de las tuberías de distribución se calculará de acuerdo con el método de Hunter. Este método, basado en el cálculo de probabilidades de uso simultáneo y en observaciones empíricas, otorga pesos para cada tipo de aparato sanitario de funcionamiento intermitente. Dichos pesos consideran, para tal accesorio, el caudal requerido, su duración y su frecuencia usual de operación. Esto se cuantifica con las denominadas unidades de accesorio de abastecimiento de agua (u.a.). Tales unidades se han seleccionado de manera que el caudal total de un sistema o subsistema con diferentes clases de accesorios y sus condiciones de servicio pueda ser aproximado como múltiplo de ese factor.

##### **7.1.1.3.2 Velocidades de flujo**

**Artículo 6.3.2-1.** Para el dimensionamiento de las tuberías de distribución se recomienda una velocidad mínima de sesenta centímetros por segundo (0.60 m/s) para evitar la sedimentación de partículas, y una velocidad máxima de dos metros por segundo (2.00 m/s) para evitar ruido excesivo en las tuberías y golpes de ariete.

##### **7.1.1.3.3 Presión en la red**

La presión de servicio en tramos de tuberías deberá ser lo suficiente para mantener la eficiencia del sistema, cumpliendo con las presiones establecidas en la tabla 49

#### **7.1.1.4 Equipo de bombeo**

**Artículo 6.6.1-1.** La selección de los equipos de bombeo deberá hacerse con base en las curvas características de los mismos, su región de operación de preferencia y su región aceptable de funcionamiento, así como con las condiciones de funcionamiento del sistema de distribución, determinando en forma correcta los puntos de operación que corresponden con los diferentes regímenes de funcionamiento considerados. La potencia del motor deberá estar de acuerdo con los requerimientos de potencia hidráulica del sistema.

##### **7.1.1.4.1 Pérdidas de carga**

**Artículo 6.3.4-2.** Se deberán considerar las pérdidas localizadas o pérdidas menores provocadas por cambios de dirección, válvulas, reducciones, medidores de caudal y otros accesorios. La tabla 50 (ver en anexo 1) que contiene los coeficientes de pérdidas locales de los accesorios necesarios para estimar las pérdidas locales en metros de columna de agua.

##### **7.1.1.4.2 Bombas**

**Artículo 6.7.1-1** Presión de trabajo. Las bombas deberán seleccionarse para satisfacer las presiones requeridas por el sistema, según lo establecido en la sección 6.3.1.

**Artículo 6.7.1-2** Ciclos. Para la condición de demanda máxima, se recomienda que los arranques por hora del motor del sistema de bombeo no excedan las recomendaciones del fabricante. Como guía, se sugieren los siguientes valores:

- a. Motores mayores de 4 kW: 6 a 8 ciclos/h
- b. Motores entre 4 y 2 kW: 8 a 15 ciclos/h
- c. Motores menores de 2 kW: 15 a 25 ciclos/h

#### **7.1.1.5 Inspección y prueba de las instalaciones de abastecimiento de agua potable**

**Artículo 6.8-1.** Las instalaciones de abastecimiento de agua deberán inspeccionarse y probarse antes de que entren en servicio.

**Artículo 6.8-2.** Para verificar el cumplimiento del proyecto aprobado, el profesional responsable de la obra deberá inspeccionarla regularmente, según las estipulaciones establecidas en la normativa del CFIA, exigiendo, en casos de alteración, las correcciones a que hubiere lugar, como requisito indispensable para aprobar la obra.



**Artículo 6.8-4.** En casos determinados o especiales, la autoridad sanitaria podrá someter las instalaciones a las pruebas adicionales que considere pertinentes.

### **7.1.2 Agua pluvial**

Las normas y criterios utilizadas para el diseño de la mayoría de los elementos que componen el sistema de agua pluvial estarán basadas en el reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua, elaborado por la Alcaldía de Managua en el año 2012.

#### **7.1.2.1 Información hidrometeorológica**

La información hidrometeorológica servirá para calibrar y determinar el o los modelos hidrológicos que se utilizarán para calcular la tormenta de diseño que será la base del estudio hidrológico. El estudio hidrológico es el cálculo del caudal máximo probable que ocurre en un punto determinado de una cuenca o subcuenta con el fin de diseñar una obra hidráulica.

#### **7.1.2.2 Caudal de agua pluvial**

El caudal de agua pluvial se calculará por el método racional, este puede emplearse en lugares donde no se posee información para calibrarse y es adecuado a utilizarse para áreas hasta 1,000 acres o sea 405 hectáreas y áreas no mayores de 5 Km<sup>2</sup>.

##### **7.1.2.2.1 Coeficiente de escorrentía**

El coeficiente de escorrentía depende del suelo, la superficie y el uso de la cuenca. El coeficiente de escorrentía de la fórmula racional se estimará para los diferentes usos del suelo, estos valores dependerán de la zona donde se encuentre ubicado el proyecto, para lo cual se usaron valores de “C” contenidos en la tabla de coeficientes de escorrentía (ver tabla 51 en anexo).

##### **7.1.2.2.2 Intensidad de la lluvia**

La intensidad de la precipitación de la lluvia podrá ser tomada directamente de la curva IDF de la o las estaciones meteorológicas representativas ubicadas cerca de la cuenca del proyecto y calculadas para diferentes períodos de retorno.

#### **7.1.2.2.1 Curva Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)**

La curva IDF podrá ser obtenida de dos maneras, la primera es calculando las frecuencias correspondientes al periodo de retorno de una lluvia con cierta intensidad y para una determinada duración, a su vez, los valores obtenidos de las frecuencias se sustituyen en expresiones polinomiales encontradas para las curvas promedio de frecuencia anual, para poder obtener diferentes valores de intensidades para cada duración estipulada. La siguiente manera de obtener estos valores, es mediante la curva elaborada por el INETER para distintos períodos de retorno.

#### **7.1.2.3 Parámetros para el diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial**

Los parámetros considerados en el diseño de los elementos del sistema de drenaje pluvial tales como canaletas de techo, canales, bajantes y tuberías se reflejan a continuación.

##### **7.1.2.3.1 Sección geométrica**

Las secciones geométricas más usadas por presentar mejor eficiencia hidráulica son las rectangulares, trapezoidales y circulares (alcantarillas o tuberías); pero también existen secciones parabólicas, triangulares o semicirculares.

##### **7.1.2.3.2 Pendiente**

La pendiente mínima longitudinal será de 0.5% y máxima será la suficiente para producir la velocidad máxima permitida en las tuberías y canales. La pendiente mínima debe ser tal que no produzca una velocidad que cause sedimentación y la máxima debe ser aquella que no cause erosión o daños. Se permiten diferentes pendientes longitudinales en la tubería siempre que la capacidad hidráulica sea tal que permita conducir el mismo caudal de diseño.

##### **7.1.2.3.3 Revestimiento en canales**

De acuerdo con reglamento de drenaje pluvial, se permitirá la construcción de canales con paredes y fondo de revestimiento no estructural. El revestimiento de este tipo de elementos podrá ser de gavión, colchón Reno, concreto, concreto ciclópeo, piedra cantera, bolsacreto o cualquier otro elemento similar. Se permitirán canales de sección rectangular o trapezoidal. La velocidad máxima permitida por la corriente de agua en el

canal será de 5.00 m/s. Los coeficientes de rugosidad dependerán del tipo de material y a otras características que lo determinen de conformidad con la 52.

#### **7.1.2.3.4 Borde libre y pendiente**

Los canales y zanjas deberán diseñarse con borde libre, el cual varía entre 10 % y 30 % de la profundidad hidráulica de flujo.

#### **7.1.2.3.5 Velocidad mínima y máxima en tuberías**

La velocidad mínima permisible será aquella que no permita la sedimentación ni la disminución de la capacidad de transporte de la estructura y la máxima requerida es la que no causa daños ni erosión. Las velocidades dependen de la pendiente y del tipo de material con que se construirá la estructura. La velocidad mínima en tubería no debe ser menor 0.9 m/s. y la máxima deberá ser 4.0 m/s. En casos especiales se permitirá velocidades hasta 5.00 m/s.

#### **7.1.2.4 Cajas de registro**

Los sistemas de desagüe de aguas de lluvia deberán estar dotados de bocas de limpieza y cajas de registro de acuerdo con lo establecido para los sistemas de desagüe de aguas residuales en la sección 7.6.1-2 del Código de Instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones, edición 2017. En el código además se plantea que las tapas de las cajas de registro podrán ser de rejilla metálica.

#### **7.1.2.5 Cálculos hidráulicos**

**Artículo. 23.** Cálculos Hidráulicos. En base a los estudios hidrológicos calculados se determinarán las dimensiones, la mejor ubicación y el tipo de obra hidráulica a diseñar. Para los cálculos hidráulicos de los elementos que conformarán el sistema, se utilizará HCANALES, el cual es un software que permite resolver los problemas más frecuentes que se presentan en el diseño de canales y estructuras hidráulicas, los cuales son:

- a. Calcular el tirante normal
- b. Calcular el tirante crítico
- c. Calcular el resalto hidráulico
- d. Calcular la curva de remanso

### **7.1.3 Agua residual**

Las normas y criterios empleados en el diseño del sistema de agua residual estarán basados en el código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones de Costa Rica, edición 2017.

#### **7.1.3.1 Recolección de aguas residuales**

**Artículo 7.1-1.** Las instalaciones sanitarias de aguas residuales deberán diseñarse y construirse de forma que permitan la rápida evacuación de los desechos, eviten obstrucciones, impidan el paso de gases y olores del sistema al interior de las edificaciones, no permitan el escape de líquidos ni formación de depósitos en el interior de las tuberías y no contaminen el agua de consumo.

##### **7.1.3.1.1 Métodos de dimensionamiento para conductos de desagüe de aguas residuales**

**Artículo 7.3.1-1.** Las dimensiones de los colectores primarios y secundarios se calcularán tomando como base el caudal que pueda descargar cada pieza sanitaria que desagüe en los mismos. El caudal máximo de un colector se obtendrá considerando la probabilidad de uso simultaneo de las piezas sanitarias conectadas al mismo. Se sugiere utilizar cualquiera de los dos métodos que se indican a continuación:

- a. Primer método: este consiste en estimar el caudal de descarga de forma similar a la sección 6.3.3, utilizando las unidades de accesorio como unidades de descarga, pero se debe utilizar solamente los datos para sistemas con fluxómetros. Una vez obtenido el caudal máximo probable, el diámetro de desagües y bajantes se estima mediante los procedimientos indicados en la sección 7.3.
- b. Segundo método: la segunda manera consiste en utilizar tablas que relacionan directamente las unidades de descarga en una tubería de desagüe con el diámetro requerido.

##### **7.1.3.1.2 Unidades de descarga y diámetros mínimos de los conductos de desagüe**

**Artículo 7.3.2-1.** Para la estimación de las capacidades de descarga de las diferentes piezas sanitarias, así como los diámetros mínimos de los sifones y de los conductos de descarga de dichos aparatos, se utilizarán los valores dados en la tabla 53 en anexos.

Para todo aparato que no aparezca en dicha tabla se utilizarán los datos indicados de la tabla 54, de acuerdo con las unidades de descarga.

#### **7.1.3.1.3 Pendientes y velocidades**

**Artículo 7.3.3-1.** La pendiente de los tramos horizontales de los conductos de descarga, así como la de los colectores primarios y secundarios será uniforme. Para determinar su diámetro y su pendiente se tendrán las siguientes consideraciones:

- a. El diámetro de un conducto horizontal de desagüe no podrá ser menor que el de cualquiera de los orificios de salida de las piezas que en él descarguen.
- b. El conducto deberá funcionar a canal abierto con velocidades entre 0.6 y 2.5 m/s.
- c. Para el caudal de diseño, la descarga llenará como máximo la mitad de la altura del colector, en condiciones de flujo uniforme. En edificios de varios pisos, la descarga podrá llenar hasta un máximo de 3/4 partes de la altura del colector, en condiciones de flujo uniforme.
- d. Para la estimación del diámetro y pendiente requeridos, se recomienda la fórmula de Manning.
- e. En el caso de conductos de descarga y colectores de menos de ciento cincuenta milímetros de diámetro (0.15 m) se respetarán las pendientes mínimas indicadas en la tabla 55 en anexo 1.

#### **7.1.3.1.4 Bocas de limpieza y cajas de registro**

**Artículo 7.6.1-2.** Se colocarán bocas de limpieza de acuerdo con lo que se indique a continuación:

- a. Cuando no haya cajas de registro, al comienzo de cada ramal horizontal de desagüe de una batería de piezas sanitarias, o en tramos horizontales en los que han descargado otros ramales.
- b. En los conductos horizontales de desagüe, cada diez metros (10 m).
- c. Al pie de cada bajante, salvo cuando descargue en un colector recto con una caja de registro que se encuentre a no más de cinco metros (5 m) del pie del bajante.
- d. En la parte inferior de los sifones de las piezas sanitarias de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.5.6.

- e. En los conductos horizontales de desagüe, cada dos cambios de dirección (cada 180°).
- f. En bajantes, al menos cada dos pisos.

**Artículo 7.6.2-6.** Las dimensiones de las cajas de registro se determinarán según la tabla 56 en anexo. Además, deberán tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- a. La separación mínima entre el tubo y las paredes de la caja será de setenta y cinco milímetros (0.075 m).
- b. En las conexiones de un solo ramal, el ancho mínimo de las cajas estará dado por el diámetro de la tubería mayor mas treinta centímetros (0.30 m), distribuidos como diez centímetros (0.10 m) y veinte centímetros (0.20 m) de separación entre el tubo y las paredes.
- c. En las conexiones de dos ramales, el ancho mínimo de las cajas estará dado por el diámetro de la tubería mayor mas cuarenta centímetros (0.40 m), de manera que la separación entre el tubo y las paredes sea de al menos veinte centímetros (0.20 m). Estos deben entrar a la caja de registro en forma opuesta el uno del otro.

### **7.1.3.2 Tratamiento de agua residual**

El tratamiento de aguas residuales se dividirá en dos sistemas, el primero para aguas negras, y el segundo para aguas grises.

Las normas y criterios empleados para el diseño del sistema de tratamiento de agua residual estarán basados en las guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales, del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA, 2008)

#### **7.1.3.2.1 Procesos de tratamiento de aguas residuales**

Antes de cualquier proceso que se seleccione para el tratamiento de las aguas residuales éstas deberán ser sometidas a un tratamiento preliminar por medio de rejillas, desarenadores o por cualquier otro dispositivo elegido y posteriormente su caudal medido para ingresar a la unidad de tratamiento.

### **7.1.3.2.2 Aguas grises**

Las normas y criterios para el diseño de la biojardinera estarán basados en manual de biojardineras una alternativa natural de tratar las aguas grises del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA, 2008)

#### **7.1.3.2.2.1 Interceptores y trampas de grasa**

**Artículo 7.8.1-1.** Se instalarán separadores o trampas de grasa en los conductos de desagüe de fregaderos, lavaplatos u otras piezas sanitarias instaladas en restaurantes, cocinas de hoteles, hospitales y similares, en donde existe el peligro de que al sistema de desagüe entre grasa en cantidad suficiente para afectar su buen funcionamiento. No será necesaria la instalación de estas en viviendas unifamiliares.

**Artículo 7.8.1-2.** Los interceptores y trampas de grasas deberán cumplir los siguientes requisitos generales:

- a. Deberán instalarse de tal forma que sea fácilmente accesible para su limpieza y cerca del accesorio que descarga los desperdicios grasosos. La limpieza consiste en la remoción completa de todo el contenido, incluidos los materiales flotantes, el agua de desechos, lodos y sólidos.
- b. Tendrá el tamaño adecuado para garantizar una superficie de agua suficiente para el rápido enfriamiento y solidificación de la grasa.
- c. Disponer de entrada y salida sumergidas para que la grasa pueda flotar en la superficie sin ser perturbada por la descarga.
- d. La tapa de registro deberá estar sellada.
- e. Disponer de una ventilación adecuada que permita el flujo a través de la unidad sin crear problemas de olor.
- f. Es recomendable que en el fondo de la trampa se instale una bandeja perforada de hierro inoxidable, con agarraderas para facilitar la remoción de grasa.
- g. Deberá tener una profundidad total de al menos ochenta centímetros (0.80 m), dejando un espacio libre entre el nivel de líquido y la parte superior de al menos veinte centímetros (0.20 m).
- h. La relación entre el largo y ancho deberá estar comprendida entre 2:1 a 3:2.
- i. Tener un flujo de baja velocidad en la tubería de salida.

- j. Tener aberturas de acceso sobre la entrada, la salida y en cada compartimento interno del interceptor de grasas.
- k. La diferencia de nivel entre la tubería de ingreso y la de salida no deberá ser mayor a cinco centímetros (0.05 m).
- l. Se podrá aceptar diseños con un depósito adjunto para almacenamiento de grasas, cuando la capacidad total supere los seiscientos litros (0.6 m<sup>3</sup>) o donde el establecimiento trabaje en forma continua por más de 16 horas diarias.
- m. La trampa de grasa y el compartimento de almacenamiento de grasa estarán conectados a través de un vertedor de rebose.

#### **7.1.3.2.2 Biojardinera**

Las biojardineras o humedales se utilizarán como segundo paso de tratamiento, esto después de haber quitado a las aguas residuales los elementos pesados y grasosos. Estas unidades para el tratamiento de aguas son muy sencillas y funcionan como filtros dado el flujo de agua a través de material filtrante granular y como unidades biológicas, dada la participación de las plantas al extraer materia orgánica y nutrientes, como también la inoculación de oxígeno al agua que pueden hacer estas plantas por sus raíces.

#### **Consideraciones de criterios de diseño**

El tamaño de una biojardinera o humedal construido dependerá de la cantidad de efluente que va a entrar y de la cantidad de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) que se necesita reducir. En general un metro cúbico de humedal puede procesar acerca de 135 litros de las aguas grises (Jenkins, 2005).

Algunas condiciones para su construcción pueden comprender las siguientes:

- a. El terreno debe ser plano, con pendientes no mayores al 5%.
- b. Su ubicación debe estar en una parte más baja del punto de concentración de las
- c. aguas grises.
- d. Debe haber suficiente espacio para la ubicación de los diferentes componentes, (trampa de grasas, biojardinera, tanque de almacenamiento).



## **Parámetros**

Para medir la concentración de contaminantes orgánicos, en las aguas que resultan del uso doméstico el parámetro más utilizado es la DBO, esta se define como la concentración de oxígeno disuelto consumido por los microorganismos, presentes en el agua o añadidos a ella para efectuar la medición, en la oxidación de toda la materia orgánica presente en la muestra de agua. Su valor deberá ser inferior a 8 mg/L. Para ser considerada como potable. Generalmente en las aguas de origen domestico este valor fluctúa entre los 200 a 300 mg/L Otros parámetros considerados en la evaluación de las aguas grises, son:

- a. Temperatura (para nuestro país 20 °C).
- b. Grasas y aceites.
- c. Nitrógeno y fosforo (proveniente de los detergentes y jabones).
- d. Solidos suspendidos.
- e. Solidos sedimentados.

### **7.1.3.2.3 Aguas negras**

El sistema de tanque séptico seguido de filtro anaerobio de flujo ascendente se usa para tratar aguas servidas de pequeñas comunidades, obteniéndose resultados satisfactorios.

#### **7.1.3.2.3.1 Tratamiento primario**

Como tratamiento primario se propondrá el uso de tanques sépticos. Los tanques sépticos se consideran para su diseño como tanques de gran tamaño.

#### **Recomendaciones para el diseño:**

- a. Número de cámaras: dos
- b. Relación entre la longitud total (L) y ancho (A):  $2 < L/B < 4$
- c. Profundidad útil (h) mínima = 1.20 m.
- d. El ancho máximo del tanque no deberá ser mayor que 2 h.
- e. La primera y segunda cámara deberán tener un volumen igual a  $2/3$  y  $1/3$  respectivamente del volumen útil total calculado.
- f. La primera y segunda cámara deberán tener una longitud igual a  $2/3$  y  $1/3$  L respectivamente.

- g. El borde inferior de la abertura de pase entre las cámaras deberá estar a  $\frac{2}{3}$  de la profundidad útil (h) y el superior a una distancia mínima de 0.30 m bajo el nivel del líquido. El área total de la abertura deberá estar entre el 5 y 10 % del área de la sección transversal del volumen útil.
- h. La rasante del tubo de entrada deberá estar a 0.075 m por encima de la superficie libre del líquido.
- i. Solo deberán proveer los correspondientes dispositivos de entrada y salida en los cuales la parte sumergida será no menor de 0.30 m y la parte fuera de la superficie del agua no menor de 0.20 m.
- j. Se deberá proveer en cada cámara una boca de inspección de forma circular con un diámetro no menor de 0.60 m y la tapa deberá estar colocada sobre un bordillo de 0.15 m de alto con respecto al nivel superior del tanque.
- k. El período de retención deberá ser de 0.5 días mínimo.
- l. La contribución de lodo fresco deberá ser de un litro/persona/día.
- m. Los coeficientes de reducción de lodos serán iguales a 0.25 y 0.50 para lodo digerido y lodo en digestión respectivamente.
- n. La capacidad para almacenamiento de lodo digerido deberá ser para un período mínimo de un año.

Toda instalación compuesta por tanque séptico y filtro anaerobio ascendente se deberá proveer de sus respectivas eras (lechos) de secado para la deshidratación del lodo digerido procedente del tanque séptico

#### **7.1.3.2.3.2 Tratamiento secundario**

Como tratamiento secundario se propondrá el uso de un filtro anaeróbico de flujo ascendente. El filtro anaeróbico de flujo ascendente es una alternativa para dar un tratamiento complementario al efluente de un tanque séptico.

#### **Recomendaciones para el diseño:**

- a. El filtro deberá estar contiguo al tanque séptico, el tipo debe ser de sección cuadrada, con un fondo falso perforado.
- b. El lecho filtrante debe tener 1.20 m de altura. El material filtrante debe tener una granulometría lo más uniforme posible pudiendo variar entre 4 y 7 mm colocándose la más gruesa en la parte inferior del lecho.

- c. La profundidad útil del filtro debe ser de 1.80 m para cualquier volumen dimensionado.
- d. Para el cálculo de dimensiones del filtro se deben utilizar las siguientes ecuaciones:

$$\text{Ecuación 1 Volumen útil} \\ V = 1.6NCT$$

$$\text{Ecuación 2 Área de planta} \\ A = \frac{V}{1.8}$$

Donde:

V: Volumen útil en litros

N: Número de contribuyentes

C: Contribución en L/ppd

A: Área de la planta del filtro (m<sup>2</sup>)

- e. La pérdida de carga en el filtro debe ser de 0.10 m; por lo tanto, el nivel de salida del efluente del filtro debe estar a 0.10 m abajo del nivel de la superficie del agua en el tanque séptico. El fondo falso debe tener aberturas con f: 0.03 m espaciados entre sí, 0.15 m de centro a centro.
- f. El paso del tanque séptico hacia el filtro puede ser de un tubo con una Tee en la salida del tanque y su rama vertical debe estar curvada próximamente al fondo del filtro. El tubo debe ser de PVC o Polietileno, con un diámetro no menor de 0.10 m.
- g. El filtro debe proveerse de su boca de inspección similar a la indicada para el tanque séptico. También se le debe proveer de un sistema adecuado para aplicarle agua a presión en la parte superior del lecho filtrante, cuando sea necesaria su limpieza.

### 7.1.3.3 Disposición final

Para la fase final comprenderá la creación de un sistema de infiltración en el que evacuen las aguas negras y grises. Los sistemas empleados para este estudio estarán basados en las especificaciones técnicas para el diseño de zanjas y pozos de infiltración, OPS/CEPIS/03.83

Estimación de la superficie de infiltración

- a) La capacidad de la zanja y pozo de infiltración se calculará en base a los resultados de las pruebas de infiltración que se hagan en cada estrato, usándose el promedio ponderado de los resultados para definir la superficie del diseño.
- b) El área útil del campo de infiltración se determinará mediante la división del caudal diario entre la tasa de infiltración.
- c) Para los desechos domésticos en donde no se efectúe el desmenuzamiento de los residuos de cocina, ni se emplea lavadoras de ropa y ni enjuague consecutivo, se empleará la superficie de infiltración deducido de la tasa de infiltración.
- d) Cuando los desechos domésticos contienen residuos orgánicos provenientes del desmenuzamiento de residuos de cocina y efluentes de máquinas lavadoras de ropa de lavado y enjuague consecutivo, será necesario ampliar la superficie de infiltración en un 20% por cada uno de los tipos de descargas.
- e) Para tiempos de infiltración mayores a 60 minutos por cada cinco centímetros de descenso del nivel de agua o tasa de infiltración menor a 37 L/m<sup>2</sup> no se recomienda el empleo de zanjas o pozos de infiltración para la disposición de efluentes de los tanques sépticos, debiéndose proyectar otro sistema de tratamiento y/o disposición final.

## 7.2. Métodos y fórmulas

### 7.2.1 Agua potable

#### 7.2.1.1 Dotación

El volumen total de agua para edificaciones se determinará en función del tipo de edificación y su respectiva unidad de medida, se deberá calcular el total de la unidad de medida en cuestión y se multiplicará por la dotación asignada según su uso. Ver tabla 48 en Anexo 1.

#### Ecuación 3 Consumo diario

$$CD = P * D$$

Donde:

P: Población (hab)

D: Dotación en (L/d)

CD: Consumo doméstico (L/hab/d)

#### Ecuación 4 Caudal de fuga

$$Qf = 20\% CPD$$

Donde:

Qf: Caudal de fuga (L/s)

CPD: Consumo promedio diario (L/s)

#### Ecuación 5 Consumo máximo día

$$CMD = 140\% CPD + Qf$$

Donde:

CPD: Consumo promedio diario (L/s)

Qf: Caudal de fuga (L/s)

#### Ecuación 6 Consumo máximo horario

$$CMH = 250\% CPD + Qf$$

### 7.2.1.2 Fuente de captación

El método de aforo utilizado será el método volumétrico, el cual consiste en calcular el volumen que asciende el agua para determinado tiempo.

Ecuación 7 Volumen de la fuente de captación

$$v = a \cdot h$$

Donde:

a: Área (m<sup>2</sup>)

h: Altura (m)

Ecuación 8 Cálculo de caudal

$$Q = \frac{v}{t}$$

Donde:

v: Volumen de la fuente de captación (m<sup>3</sup>)

t: Tiempo en llenar el recipiente (min)

### 7.2.1.3 Almacenamiento

Se escogerá el tipo de sistema de almacenamiento según las características del proyecto. El dimensionamiento de la obra de almacenamiento del agua dependerá del volumen de agua a consumir y del estilo del tanque (circular).

### 7.2.1.4 Tiempo de llenado

El cálculo del diámetro de la tubería de succión se determinará en función del volumen total necesario para la edificación, en un tiempo de llenado entre 2 y 4 horas, cumpliendo con velocidades mínimas y máximas. Así mismo, se calcularán las pérdidas por fricción, con el propósito de verificar si la presión es suficiente para el correcto abastecimiento.

Para el cálculo del caudal se utilizará la siguiente ecuación:

Ecuación 9 Cálculo de caudal

$$Q = \frac{V}{t} \cdot \frac{1}{3600}$$

Donde:

V: Volumen (m<sup>3</sup>)

t: Tiempo (h)

Obteniendo el caudal de la ecuación anterior, se propondrá un diámetro de tubería de succión y se calculará la velocidad a través de la ecuación de continuidad.

Ecuación 10 Ecuación de continuidad

$$V = \frac{Q}{A}$$

Donde:

V: Velocidad (m/s)

Q: Volumen (m<sup>3</sup>/s)

A: Sección transversal de tubería (m<sup>2</sup>)

Por último, se calcularán las pérdidas de energía a través de la ecuación de Darcy-Weisbach.

Ecuación 11 Ecuación de Darcy-Weisbach

$$\frac{h_f}{L} = \frac{f' v^2}{D 2g}$$

Donde:

h<sub>f</sub>: Pérdida de energía (m)

L: Longitud de tubería (m)

f: Coeficiente de fricción

v: Velocidad (m<sup>2</sup>/s)

D: Diámetro de tubería (m)

Ecuación 12 Coeficiente de fricción

$$f = \frac{1}{\left[ -1.8 \log_{10} \left( \frac{6.9}{Re} + \left( \frac{\varepsilon/D}{3.7} \right)^{1.11} \right) \right]^2}$$

Donde:

F: Coeficiente de fricción

Re: Número de Reynolds

$\epsilon$ : Rugosidad de material (mm)

Ecuación 13 Número de Reynolds

$$Re = \frac{v * D}{\nu}$$

Donde:

v: Velocidad (m<sup>2</sup>/s)

D: Diámetro (m)

$\nu$ : Viscosidad dinámica del agua (kg/m.s)

### **7.2.1.5 Dimensionamiento de tuberías**

#### **7.2.1.5.1 Caudales de diseño**

##### **7.2.1.5.1.1 Unidad de accesorio**

Corresponde a una unidad establecida por cada artefacto sanitario, estas unidades están representadas en la tabla de unidades de accesorios en anexo 1.

##### **7.2.1.5.1.2 Factor de uso**

Representa la probabilidad de uso de cada artefacto sanitario, estos datos se obtendrán de la tabla 57 anexo 1.

##### **7.2.1.5.1.3 Caudal**

Para el cálculo de los caudales de diseño se hará uso de la tabla de dotaciones mínimas. Se seleccionará la unidad de accesorio de acuerdo con el tipo de artefacto, su clasificación y su uso. Dicho valor se ingresará en las siguientes formulas según la cantidad de unidades de accesorio y si corresponde a artefactos con fluxómetro o no.

Ecuación 14 Caudal para unidades de accesorio menor a 100 sin fluxómetro

$$Q = 0.13 \cdot (UA)^{0,669}$$

Ecuación 15 Caudal para unidades de accesorio entre 100 y 1200 sin fluxómetro

$$Q = 0.0145 \cdot (UA) + 1.39 - 2.83 \times 10^{-6} (UA)^2$$



Ecuación 16 Caudal para unidades de accesorio menor a 150 con fluxómetro

$$Q = 0.68 \cdot (UA)^{0.4}$$

Ecuación 17 Caudal para unidades de accesorio entre 150 y 1200 con fluxómetro

$$Q = 0.0122 \cdot (UA) + 3.37 - 2.15 \times 10^{-6} (UA)^2$$

Ecuación 18 Caudal para unidades de accesorio mayor a 1200 para ambos casos

$$Q = 0.121 \cdot (UA)^{0.676}$$

### 7.2.1.5.2 Velocidad

Se propondrá un diámetro de tubería y se calculará la velocidad a través de la ecuación 6, cumpliendo con el rango de velocidad permitida descrito en la sección de normas y criterios para sistema de agua potable.

### 7.2.1.5.3 Pérdida de carga

a) Pérdida de carga en tuberías

Se calcularán las pérdidas de energía de cualquier tubería a través de la ecuación 9.

b) Pérdida de carga de accesorios

1. Longitud equivalente con tabla.

Tabla 1 Longitud equivalente

Accesorio	DN								
	1/2"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"
	Longitud equivalente en m								
Llave de paso abierta (globo)	4.80	6.70	8.80	11.60	13.70	17.70	21.40	24.70	36.60
Llave de ángulo abierta	2.60	3.66	4.50	5.80	6.70	8.85	10.10	12.80	17.70
Llave de compuerta abierta	0.11	0.15	0.16	0.24	0.27	0.37	0.43	0.52	0.74
Llave de compuerta 50% abierta	3.36	4.28	5.18	6.70	7.00	10.40	12.20	15.50	20.60
Válvula de retención	1.63	2.43	3.23	4.03	4.83	6.43	8.03	9.63	12.83
Válvula de pie con colador	3.59	5.19	6.78	8.38	9.97	13.16	16.35	19.54	25.92
Codo 45	0.25	0.31	0.38	0.52	0.61	0.79	0.92	1.15	1.53
Codo 90 normal	0.46	0.64	0.85	1.16	1.34	1.68	2.14	2.47	3.46
Accesorio	DN								
	1/2"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"
	Longitud equivalente en m								
Codo 90 medio	0.43	0.55	0.73	0.92	1.16	1.37	1.62	2.14	2.74
Codo 90 largo	0.34	0.40	0.52	0.73	0.85	1.07	1.31	1.55	2.14
Tee normal (Flujo recto)	0.34	0.40	0.52	0.73	0.85	1.07	1.31	1.56	2.14
Tee normal (Flujo 90)	1.01	1.37	1.77	2.44	2.75	3.66	4.28	4.88	6.70

Tee reducida a ½	0.46	0.64	0.85	1.16	1.34	1.68	2.14	2.47	3.46
Tee reducida a ¼	0.43	0.55	0.73	0.92	1.16	1.37	1.52	2.14	2.74
Reducción d/D=1/4	0.34	0.40	0.52	0.73	0.85	1.07	1.31	1.56	2.14
Reducción d/D=1/2	0.18	0.24	0.31	0.40	0.46	0.58	0.73	0.85	1.16
Reducción d/D=3/4	0.11	0.15	0.16	0.24	0.27	0.37	0.43	0.52	0.74
Salida de borda	0.46	0.61	0.28	1.07	1.22	1.55	1.83	2.35	3.20
Salida corriente	0.27	0.37	0.43	0.61	0.70	0.92	1.10	1.37	1.84

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica

Se escogerán los accesorios a utilizar en función de su diámetro y el valor correspondiente será equivalente a la longitud de tubería.

## 2. Longitud equivalente con factor de mayoración

Con el propósito de agilizar los cálculos, se podrá aumentar la longitud de la tubería con un factor de 50 %.

### 7.2.1.5.4 Presiones

Una vez dimensionada toda la red y ya realizado el cálculo de pérdida de carga, se escogerá una ruta crítica, es decir, se escogerá la ruta con mayor pérdida de carga por fricción desde el punto de descarga del artefacto, hasta el punto de abastecimiento. La sumatoria de carga será la presión mínima que necesita el sistema para que el fluido llegue a todos los artefactos.

En la tabla 49 se puede apreciar la presión mínima que necesita un determinado artefacto para su correcto funcionamiento, si un artefacto no llegara a cumplir con dicho requerimiento, este se convertirá en una nueva ruta crítica y se hará nuevamente el cálculo para satisfacer dicha presión.

La resultante entre la sumatoria de pérdida por fricción, presión mínima en el artefacto y altura estática desde el punto de abastecimiento hasta el punto de descarga del artefacto de la ruta crítica, establecerá la presión mínima que debe asegurar el sistema.

### 7.2.1.6 Equipo de bombeo

#### 7.2.1.6.1 Pérdidas en la tubería

Corresponderán a pérdidas locales y por fricción, estas serán calculadas tanto para el tramo de tubería de succión como el de descarga.

### Ecuación 19 Pérdidas locales

$$h_{\text{locales}} = k * \frac{v^2}{2g}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4}$$

Donde:

k: Longitud equivalente (ver tabla 1)

v: Velocidad del flujo (m/s)

g: Gravedad (m/s<sup>2</sup>)

Q: Caudal (m<sup>3</sup>/s)

D: Diámetro de tubería (m)

#### 7.2.1.6.2 Presión de succión

Se calculó mediante la ecuación de Bernoulli

Ecuación 20 Ecuación de Bernoulli

$$P_A + \frac{1}{2}\rho v_A^2 + \rho g h_A = P_B + \frac{1}{2}\rho v_B^2 + \rho g h_B$$

#### 7.2.1.6.3 Carga total dinámica (CTD)

La carga total dinámica se calculará mediante la siguiente expresión.

Ecuación 21 Carga total dinámica

$$CTD = (NRT - NMB) + h_{\text{locales}} + h_{\text{fricción}}$$

Donde:

NRT: Nivel de rebose del tanque en (m)

NMB: Nivel mínimo de bombeo en (m)

$h_{\text{locales}}$ : Pérdidas locales en (m)

$h_{\text{fricción}}$ : Pérdidas por fricción (m)

#### 7.2.1.6.4 Potencia de la bomba

**Artículo 6.6.2-3.** La potencia de la bomba se calculará mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 22 Cálculo de potencia de bomba

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot \text{CTD}}{1000 \cdot \eta}$$

Donde:

P: Potencia absorbida por la bomba (kw)

CTD: Carga total dinámica (mca)

Q: Caudal que suministrara la bomba (L/s)

$\rho$ : Densidad del agua (kg/m<sup>3</sup>)

g: Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$\eta$ : Eficiencia de la bomba (%)

#### 7.2.1.6.5 Cavitación

La carga neta de succión negativa (NNSH<sub>A</sub>) se calculará con la siguiente expresión

Ecuación 23 Carga neta negativa de succión

$$NNSH_A = -H_s + H_a - H_{vp} - h_f$$

Donde:

H<sub>a</sub>: Altura estática del líquido (m)

H<sub>a</sub>: Presión o altura barométrica (m)

H<sub>vp</sub>: Presión de vapor (m)

H<sub>f</sub>: Pérdidas por fricción (m)

### 7.2.2 Agua pluvial

#### 7.2.2.1 Cálculo de caudal por el método racional

El métodos y ecuaciones utilizados para el diseño del sistema de agua pluvial se encuentran reflejados a continuación.

#### 7.2.2.2 Cálculo de caudal por el método racional

El primer paso en el cálculo y dimensionamiento de los elementos que conformarán el sistema, será estimar el caudal de las aguas pluviales, esto se realizará aplicando la ecuación que provee el método racional:

#### Ecuación 24 Cálculo de caudal mediante el método racional

$$Q = 0.2778 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Donde:

Q: Caudal de diseño de la tubería, bajante o canal de desagüe (m<sup>3</sup>/s)

C: Coeficiente de escorrentía superficial (adimensional)

I: Intensidad de la lluvia (mm/h)

A: Área de drenaje tributaria (km<sup>2</sup>)

El coeficiente de escorrentía se calculará mediante la tabla 51 (ver anexo 1). La intensidad de lluvia se obtendrá a través de las curvas IDF proporcionadas por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). Las áreas de drenaje tributarias corresponderán a las áreas de techo y demás áreas en las que surja la necesidad de evacuar agua producto de la escorrentía pluvial, éstas variarán según el caso y se encuentran mejor detalladas en la sección 8.3. de este documento.

#### **7.2.2.3 Dimensionamiento de canaletas, canales, bajantes y tuberías soterradas**

Al conocer el caudal de escorrentía provenientes de las áreas de techo, superficie de estacionamiento y área de cultivos de parqueo se procederá al cálculo hidráulico de dichos elementos. Los cálculos hidráulicos para las canaletas y el área de estacionamiento serán elaborados mediante el software H-CANALES.

#### **7.2.2.4 Cálculo de canales de techo y canales con rejilla**

Los canales de techo y canales de rejilla tendrán una estructura rectangular por lo que se utilizarán las siguientes ecuaciones:

#### Ecuación 25 Área hidráulica para sección rectangular

$$A = B \cdot H$$

Donde:

B: Ancho (m)

H: Altura (m)

Ecuación 26 Perímetro mojado para sección rectangular

$$P_m = B + 2 H$$

Donde:

B: Ancho (m)

H: Altura (m)

### 7.2.2.5 Cálculo de bajantes y tuberías soterradas

Los bajantes y tuberías soterradas tendrán una estructura circular por lo que se utilizarán las siguientes ecuaciones:

Ecuación 27 Área hidráulica para sección circular

$$A = \left( \frac{\pi \cdot D^2}{4} \right)$$

Donde:

D: Diámetro de tubería (m)

Ecuación 28 Perímetro mojado para sección circular

$$P_m = 2 \cdot \pi \cdot R$$

### 7.2.2.6 Pendiente de tuberías

Las pendientes se definirán de manera tal que se permita cumplir con rangos de velocidades recomendados por la normativa utilizada.

### 7.2.2.7 Velocidad de diseño

Considerando el tipo de material del cual estará hecha la tubería, se verificará que se cumpla con una velocidad mínima de 0.6 m/s y una máxima de 3 m/s.

## 7.2.3 Agua residual

### 7.2.3.1 Caudal de diseño

De forma similar a los sistemas de abastecimiento de agua potable, los sistemas de drenaje de aguas residuales se dimensionarán utilizando el concepto del caudal máximo

probable. El método de Hunter, explicado en la sección 6.3.3, puede utilizarse también para estimar los caudales de descarga de aguas residuales. Para estimar el caudal de diseño se utilizarán las ecuaciones 6, 7 y 8, mencionadas anteriormente.

### 7.2.3.2 Velocidad de diseño

Para el cálculo de la velocidad de diseño se utilizará la ecuación de Manning:

Ecuación 29 Cálculo de velocidad con Manning

$$v = \frac{1}{n} \cdot (R_h)^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde,

V: Velocidad de diseño del colector (m/s)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

$R_h$ : Radio hidráulico (m)

S: Pendiente del conducto (m/m)

Ecuación 30 Radio hidráulico para mitad de tubería circular

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

### 7.2.3.3 Dimensionamiento de tuberías

Primer método:

- a. Una vez obtenido el caudal de diseño se propondrán diámetros de tuberías y pendientes según tabla.
- b. El resultado de la velocidad deberá estar en el rango permisible según Artículo 7.3.3-1 (b).
- c. Se deberá calcular el tirante del colector, este se obtiene de la siguiente manera:

Ecuación 31 Cálculo del tirante del colector

$$\frac{y}{d} = \frac{Q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{lleno}}}$$

Donde:

$\frac{y}{d}$ : Tirante del colector

$Q_{\text{lleno}}$ : Caudal lleno (se obtiene despejando la ecuación 2)

$Q_{\text{diseño}}$ : Caudal de diseño

El tirante del colector deberá cumplir la condición estipulada en el Artículo 7.3.3-1 (c). El diámetro de la tubería será válido si cumple con todas las condiciones anteriores.

## **7.2.4 Tratamiento de agua residual**

### **7.2.4.1 Pre tratamiento de aguas grises**

#### **7.2.4.1.1 Dimensionamiento de trampas de grasa**

Para el dimensionamiento de las trampas de grasa se calcularán los caudales provenientes de los pantries del área de cocina. Una vez obtenido el caudal se calcularán con las siguientes ecuaciones:

Ecuación 32 Volumen trampa de grasa

$$v_t = Q \cdot T_r$$

Donde:

Q: Caudal en m<sup>3</sup>/s

T<sub>r</sub>: Período de retención en s

Ecuación 33 Longitud

$$L = 1.8 \cdot B$$

Donde:

B: Borde en m

Ecuación 34 Altura de trampa de grasa

$$H = \frac{v_t}{1.5 \cdot B^2}$$

Donde:

V<sub>t</sub>: Volumen de trampa de grasa en m<sup>3</sup>

B: Borde en m

Ecuación 35 Altura total

$$H_t = H + BL$$

Donde:

H: Altura de trampa de grasa en m

BL: Borde libre en m



### 7.2.4.2 Aguas grises

Para determinar el tamaño de la biojardinera, se determinará la temperatura mínima del ambiente del sitio propuesto, la cantidad de DBO producido actualmente, y el nivel de DBO deseado para el agua del efluente. Así mismo se puede calcular el tamaño variando la profundidad de 40 a 85 cm para encontrar el apropiado. Por ejemplo, si hay restricción en el área de terreno disponible para la biojardinera, una profundidad de 85 cm disminuirá el tamaño del sistema.

Las fórmulas a continuación permitirán calcular el tamaño de la biojardinera. Estas están basadas en la remoción de materia orgánica utilizando DBO<sub>5</sub>; 5 días y 20 °C, como parámetro fundamental.

#### 7.2.4.2.1 Velocidad de reacción

Se calculará utilizando la siguiente ecuación a continuación y un  $k_{20} = 1.19$  día tomado de "Tratamiento de Aguas Residuales Domesticas e industriales a través de la Tecnología de Biofiltro" 07/08/2001. **UNI-CIEMA.**

Ecuación 36 Velocidad de reacción

$$k_r = k_{20} \cdot (1.06^{(T-20)})$$

#### 7.2.4.2.2 Tiempo de detención (residencia hidráulica)

Es el tiempo en días necesarios para reducir el DBO entrante al DBO meta en la salida.

Ecuación 37 Tiempo de detención

$$t = \frac{-\ln(C/C_0)}{k_r}$$

Donde:

Co: Concentración del DBO del agua que entra el sistema (mg/L = g/m<sup>3</sup>)

C: Concentración de DBO deseada del agua (mg/L = g/m<sup>3</sup>) que sale del sistema, o la meta.

Kr: Velocidad de reacción.

Los valores de DBO razonable están entre 10 y 20 mg/L; un humedal construido puede disminuir los niveles de DBO, pero no los puede eliminar. En este caso, el periodo de detención varía entre 2 y 4 días.

### 7.2.4.2.3 Tasa de carga orgánica

Con esta ecuación se calculará la masa de DBO por área por día que el sistema recibirá (g DBO /m<sup>2</sup>-d). En general, esta tasa no debe exceder 11.2 g DBO /m<sup>2</sup>-d.

Ecuación 38 Tasa de carga orgánica

$$L_{org} = \frac{C \cdot dw \cdot \eta}{t}$$

Donde:

C: Es el nivel de DBO (mg/L = g/m<sup>3</sup>) del agua influyente.

dw: Es la profundidad (en m) de la biojardinera, que puede ser típicamente de 0.4 m a 0.85 m. Entre más profundo se encuentre el sustrato, mayor será la carga que el sistema puede procesar, pero si el sustrato es demasiado profundo, las condiciones en el fondo llegan a ser anaeróbicas y pueden suceder que la eliminación del DBO y nutrientes se vea reducida.

η: La porosidad efectiva del sustrato, es definida como la proporción del volumen no sólido al volumen total de la materia, sin dimensión, y puede ser determinado de la siguiente tabla según el tamaño de grava escogido.

Tabla 2 Porosidad efectiva

Sustrato	Tamaño efectivo d <sub>10</sub> <sup>*</sup> , (mm)	Porosidad efectiva η (-)
Arena (media)	1	0.3
Arena (grueso)	2	0.32
Arena con grava	8	0.35
Grava (media)	32	0.4
Grava (grueso)	128	0.45

Fuente. Manual de biojardineras una alternativa natural de tratar las aguas grises del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), 2008

### 7.2.4.2.4 Área del terreno

Para determinar el área del terreno necesaria para la cama del humedal construido de flujo subterráneo (m<sup>2</sup>), se utilizará la ecuación mostrada a continuación:

Ecuación 39 Área de terreno

$$A_s = \frac{Q_{ave} \cdot t}{\eta \cdot dw}$$

Donde:

$Q_{ave}$ : Es el flujo diario medio por el humedal ( $m^3/d$ )

$t$ : Es el tiempo de detención (d)

$dw$ : Es la profundidad del medio (m). Utilice el mismo valor para  $\eta$  determinado en la ecuación anterior

Para calcular las dimensiones de la biojardinera (m), se utilizarán las expresiones siguientes:

#### 7.2.4.2.5 Ancho de la biojardinera

Ecuación 40 Ancho de biojardinera

$$W = \left( \frac{A_S}{R_S} \right)^{1/2}$$

Donde:

$W$ : Ancho de biojardinera en m

$A_S$ : Área del humedal en  $m^2$

$R_S$ : Proporción, como longitud/ancho

#### 7.2.4.2.6 La longitud de la biojardinera

La longitud,  $L$ , de la biojardinera construida (m) se calculará por la expresión:

Ecuación 41 Longitud de biojardinera

$$l = \frac{A_S}{W}$$

Donde:

$A_S$ : Área del humedal ( $m^2$ )

$W$ : Ancho de biojardinera (m)

### 7.2.4.3 Aguas negras

#### 7.2.4.3.1 Tanque séptico

Para el volumen total del tanque séptico, es necesario calcular el volumen de agua, volumen de lodos y así mismo, el volumen de natas.

Ecuación 42 Volumen de agua residuales

$$V_{ar} = 80\% \cdot CPD \cdot T_r$$

Ecuación 43 Volumen de lodos

$$V_{lodos} = 15\% \cdot V_{ar}$$

Ecuación 44 Volumen de natas

$$V_{natas} = 10\% \cdot V_{ar}$$

Ecuación 45 Volumen de tanque séptico

$$V_T = V_{ar} + V_{lodos} + V_{natas}$$

Para el cálculo del ancho de tanque séptico, es necesario calcular el valor del área que tendrá este, la cual está en función de la profundidad propuesta y el volumen total.

Ecuación 46 Ancho de tanque séptico

$$B = \frac{Area^{0.5}}{R L/B}$$

Ecuación 47 Longitud de tanque séptico

$$L = R L/B \cdot B$$

Longitud de cámaras

Ecuación 48 Longitud de cámara 1

$$L_1 = \frac{2}{3} \cdot L$$

Ecuación 49 Longitud de cámara 2

$$L_2 = \frac{1}{3} \cdot L$$

#### 7.2.4.3.2 FAFA

El cálculo del volumen del FAFA se efectuará con el volumen de aguas residuales obtenido en la fosa séptica

Ecuación 50 Volumen de FAFA

$$V = 1.6 \cdot V_{ar}$$

Donde:

$V_{ar}$ : Volumen de agua residual ( $m^3$ )

Para el cálculo del área, el ancho propuesto debe ser el mismo para la fosa séptica

Ecuación 51 Área de FAFA

$$A = \frac{V}{h_{pro}}$$

Donde:

V: Volumen del FAFA

$h_{pro}$ : Altura propuesta del FAFA

Ecuación 52 Ancho de FAFA

$$B = B_{fs}$$

Donde:

$B_{fs}$ : Ancho de fosa séptica

Ecuación 53 Longitud de FAFA

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

Donde:

A: Área de FAFA

B: Ancho del FAFA

### 7.2.4.3.3 Biodigestor

Ecuación 54 Caudal teórico

$$Q_t = V_{des} \cdot \sum_{i=0}^n (V_{exc} \cdot N_p \cdot N_r + V_o \cdot N_p \cdot N_r)$$

Donde:

$V_{des}$ : Volumen de descarga de inodoro

$V_{exc}$ : Volumen de excreta

$N_p$ : Número de personas

$N_r$ : Numero de recurrencia

$V_o$ : Volumen de orina

Para la zona en estudio, se determinó una temperatura promedio de 20 °C, este valor es proporcionado por datos de INETER para la zona de Jinotega.

Ecuación 55 Tiempo de retención hidráulico

$$TRH = -55.227 \cdot \ln T + 206.72$$

Ecuación 56 Volumen de biodigestor

$$V = TRH \cdot Q_t$$

Donde:

TRH: Tiempo de retención hidráulica

Q<sub>t</sub>: Caudal teórico

T: Temperatura

### 7.2.5 Disposición final

Para el dimensionamiento de la zanja de infiltración es necesario calcular el caudal a infiltrar, este se hizo mediante la siguiente expresión.

Ecuación 57 Caudal de diseño

$$Q_d = 80\% \text{ CPD}$$

Donde:

CPD: Consumo promedio diario (L/s)

Las dimensiones de las zanjas de infiltración se calcularon con las siguientes expresiones.

Ecuación 58 Ancho de zanja de infiltración

$$A_i = \frac{Q_d}{t_i}$$

Donde:

Q<sub>d</sub>: Caudal de diseño (Lpd)

t<sub>i</sub>: Tasa de infiltración (L/m<sup>2</sup> × d)

Ecuación 59 Longitud de zanja de infiltración

$$L_z = \frac{A_i}{B_z}$$

Donde:

$A_i$ : Ancho de zanja de infiltración (m)

$B_z$ : Ancho de zanja de infiltración propuesto

## VIII. RESULTADOS

### 8.1. Descripción de la obra

El proyecto por desarrollar contempla la construcción del eco albergue El Delirio, el cual, está destinado a ser un sitio de alojamiento para turistas nicaragüenses y extranjeros; se prevé que el complejo esté formado por cuatro cabañas independientes; una casa principal o central que en su interior albergue las oficinas de recepción, la cocina, el restaurante, el área de lavado y baños comunes, además de tres habitaciones, una para uso del personal administrativo y dos a disposición de los huéspedes. Se tiene previsto que el complejo también cuente con un área de estacionamiento.

Para todo el conjunto de edificaciones, se realizó el diseño y cálculo de sus respectivas instalaciones hidrosanitarias, las cuales están comprendidas por la red de abastecimiento de agua potable, red de drenaje pluvial y redes de recolección de agua residual, así como sus respectivos sistemas de tratamiento y de disposición final. Para alimentar la red de agua potable, se ha escogido el agua proveniente de un afloramiento que se encuentra dentro de la propiedad, esta agua recibirá su respectivo tratamiento de potabilización y posteriormente pasará a un tanque de almacenamiento para luego alimentar el sistema.

En cuanto a la red de recolección de aguas residuales, esta se dividió en dos, la de recolección de aguas grises (la cual se prevé que cuente con trampas de grasa para el agua residual proveniente del área de cocina) y la de recolección de aguas negras, ambas con sistemas de tratamiento independientes y para ambos casos, su disposición final será mediante zanjas de infiltración. Ya que todo el diseño tiene como objetivo generar el menor impacto ambiental posible, para el tratamiento de aguas grises se propone la técnica de biojardineras y como alternativa para el tratamiento de agua negras se ha propuesto el uso de un filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA) en combinación con el tratamiento mediante tanque séptico. Finalmente, se diseñó la red de drenaje pluvial para el complejo con el objetivo de que esta evacúe el agua de manera segura hasta cauces naturales adyacentes a la propiedad.



## 8.2. Agua potable

### 8.2.1 Descripción del sistema de agua potable

El sistema diseñado está conformado por los elementos siguientes: Fuente de abastecimiento, la cual, corresponde a un pozo que se encuentra dentro de la propiedad; el equipo de bombeo; el almacenamiento, que en este caso será un tanque prefabricado; dispositivo de potabilización; la línea de conducción y posteriormente la red de distribución, la cual se ha trazado tipo ramificada.

### 8.2.2 Dotación

Para determinar el consumo total de agua potable, fue necesario realizar el cálculo de tres consumos parciales (ya que cada uno varía en su dotación). Primeramente, se realizó el cálculo del consumo de las personas a hospedarse, se prevé que puedan alojarse un máximo de 14 habitantes. Considerando que el proyecto corresponde a un complejo turístico denominado eco albergue, esta primera parte del cálculo del consumo se realizó con base en la dotación de agua potable para hoteles y alojamiento, la cual es de 200 L/hab/d (Ver tabla 48 en anexos). El consumo es el resultado de multiplicar la dotación (dada en L/hab/d) por el número máximo de personas que se espera que aloje el complejo. La misma metodología se empleó para realizar el cálculo del consumo en el restaurante y finalmente el del personal administrativo.

Tabla 3 Estudio población consumo

Población		Dotación (L/hab/d)	Consumo doméstico (L/d)	CPD (L/s)	Qf (L/s)	CMD (L/s)	CMH (L/s)
Personas para hospedarse	14	200	2,800	0.03	0.01	0.05	0.09
Restaurante	20	25	500	0.01	0.00	0.01	0.02
Personal administrativo	4	20	80	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL			3,380	0.039	0.01	0.06	0.11

La población fue determinada por el método de saturación, según el número máximo de usuarios que dispondrá el eco albergue. Como puede apreciarse en la tabla 3, el consumo total es la sumatoria de todos los consumos parciales.

### 8.2.3 Fuente de abastecimiento

Como se ha mencionado anteriormente, esta corresponde a un afloramiento de agua subterránea (ojo de agua) existente en la propiedad, para el cual se construyó una estructura de mampostería capaz de contener el agua para su bombeo al sistema de almacenamiento. Este cuenta con una profundidad de 4.15 m y un área transversal de 1.65 m<sup>2</sup>.

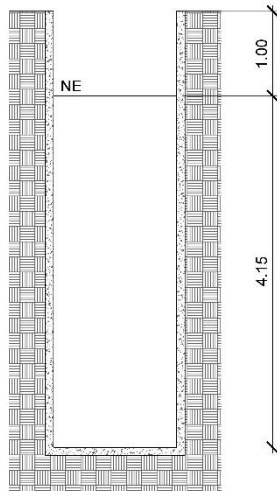


Ilustración 3  
Profundidad del  
afloramiento

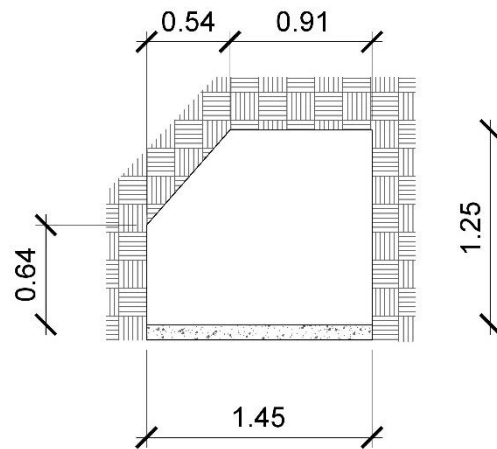


Ilustración 2 Área transversal del  
afloramiento

Se efectuó un aforo en el mes menos lluvioso del año (denominado mes crítico, para efectos del presente estudio) con el objetivo de verificar el funcionamiento del sistema en los meses más críticos. El método de aforo utilizado fue el método volumétrico, el cual consiste en calcular el volumen que asciende el agua para determinado tiempo. Para efectos de este estudio, el tiempo en el que se realizó cada lectura corresponde a los 120 min. Se presenta el ejemplo de cálculo para la primera lectura del aforo.

Primeramente, se calculó el volumen del pozo, el cual se realizó de la siguiente manera:

$$v = 1.65 \text{ m}^2 * 0.27 \text{ m} = 0.448 \text{ m}^3 \approx 448.57 \text{ L}$$

Paso seguido, se realizó el cálculo de caudal, para ello se utilizó la ecuación 8.

$$Q = \frac{448.57L}{120\text{min}} = 3.74 \text{ L}/_{\text{min}} \approx 5382.90 \text{ L}/_{\text{d}}$$

El proceso de cálculo para las siguientes lecturas se efectuó de la misma manera y los resultados obtenidos se verán resumidos en la siguiente tabla.

Tabla 4 Cálculo de caudal del pozo

<b>Aforo</b>				
<b>Lecturas</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Volumen (L)</b>	<b>Tiempo (min)</b>	<b>Caudal (L/d)</b>
1	0.27	448.57	120	5382.90
2	0.26	430.76	120	5169.17
3	0.25	420.54	120	5046.47
Promedio	0.26	433.29	120	5199.51

El caudal resultante de la prueba de aforo muestra que la fuente tiene la capacidad suficiente para mantener la funcionalidad del sistema de abastecimiento de agua potable aún en los meses más críticos.

#### 8.2.4 Almacenamiento

Siendo el consumo diario de 3380 L/d (equivalentes a 3.38 m<sup>3</sup>/d), se propone el uso de un tanque de almacenamiento prefabricado marca PLASTITANK, cuyas dimensiones se verán reflejadas en la tabla siguiente.

Tabla 5 Dimensiones de tanque de almacenamiento

<b>Capacidad (L)</b>	<b>Diámetro (m)</b>	<b>Altura (m)</b>
5000	2.32	1.50

Ver especificaciones técnicas en anexo 3.

##### 8.2.4.1 Tiempo de llenado

A continuación, se presentan la tabla de resultados para distintos tiempos de llenado.

Tabla 6 Tiempo de llenado

<b>Tubería de succión</b>			
Tiempo llenado (h)	2	3	4
Diámetro (plg)	1 ¼	1 1/4	1 1/4
Qent (Lps)	0.694	0.463	0.347
Qent (m <sup>3</sup> /s)	0.0007	0.0005	0.0003
S (m/m)	0.04	0.02	0.01
L (m)	9.91	9.91	9.91
Hf (m)	0.37	0.17	0.10
V (m/s)	<b>0.88</b>	<b>0.58</b>	<b>0.44</b>

El diámetro propuesto es aceptable, ya que, en el tiempo de llenado correspondiente a las 2 horas, la velocidad se encuentra en el rango aceptable estipulado en la sección 7.2.1.4, y la pérdida por fricción es baja.

### 8.2.5 Red de distribución

La red de distribución es de tipo ramificada. El primer paso para el diseño de la red fue la realización del trazado en planta de esta. Una vez realizado el trazado de la red, se procedió a realizar el cálculo de los caudales de diseño.

#### 8.2.5.1 Caudales de diseño

Para el cálculo del caudal, se verificó si los artefactos del sistema cuentan o no cuentan con fluxómetro, a su vez, se determinó el número de unidades de artefactos. Para tal caso, la expresión usada es la ecuación 14.

$$Q = 0.13(12.06)^{0.669} = 0.69 \text{ Lps}$$

A continuación, se muestra la tabla de cálculo donde refleja el cálculo del caudal para toda la red de abastecimiento.

Tabla 7 Calculo de caudal de la red de abastecimiento

Artefacto	Numero	Unidades Mueble (UM)	Total UA	Factor Uso	Totales UA	Gasto Agua Potable (Lps)
Inodoro con tanque	5	1	5			
Pantri	1	3	3			
Lavandero/lava lampazo	1	1	1			
Ducha	3	1	3			
Llaves de chorro	5	2	10			
Lavadora	1	2	2			
Lavamanos	5	1	5			
Total	21		29	0.42	12.06	0.69

### 8.2.5.2 Cálculo de red

A continuación, se procede a describir los datos reflejados en la tabla número 8:

1. La enumeración de los tramos de la red consistió en asignar valores numéricos con un orden ascendente desde el punto de inicio hasta los artefactos más lejanos.
2. Según el tramo analizado se verificó la cantidad de artefactos que están incluidos en él, se analizó si hay artefactos acumulados o si se trata de un tramo cabecero.
3. Según el tramo analizado se verificó la cantidad de unidades de accesorio que están incluidos en él, se analizó si hay unidades de accesorio acumulados o si se trata de un tramo cabecero.
4. Se calculó el caudal con respecto a las unidades de accesorio acumulada del tramo en cuestión.
5. Se calculó un diámetro teórico que está condicionado a la velocidad.
6. Para el cálculo de las pérdidas por fricción se utilizó la ecuación 11.

Tabla 8 Calculo de caudal de abastecimiento de agua por tramo

Tramo		Longitud m	A.T. <sup>1</sup>	A.T.A. <sup>2</sup>	U.A.T. <sup>3</sup>	U.A.A. <sup>4</sup>	F.U. <sup>5</sup>	Total UM	Caudal L/s	Diámetro mm	Velocidad m/s	N.R. <sup>6</sup>	f <sup>7</sup>	Hf. Tramo m	Hf. Totales m
9	6	9.87	6	6	8	8	0.58	4.64	0.36	18	1.43	25596.44	0.02	1.39	1.39
8	7	3.1	2	2	2	2	1.00	2.00	0.21	13	1.56	20183.54	0.03	0.76	0.76
7	6	16.17	3	5	3	5	0.62	3.10	0.28	18	1.09	19543.39	0.03	1.41	2.18
6	2	21.32	4	15	9	22	0.46	10.12	0.61	32.5	0.74	23885.48	0.02	0.45	4.01
4	3	0.27	2	2	2	2	1.00	2.00	0.21	13	1.56	20183.54	0.03	0.07	0.07
5	3	2.42	2	2	2	2	1.00	2.00	0.21	13	1.56	20183.54	0.03	0.60	0.60
3	2	5.72	1	5	1	5	0.62	3.10	0.28	25	0.56	14071.24	0.03	0.11	0.77
2	1	80.65	1	21	2	29	0.42	12.06	0.69	37.5	0.62	23282.95	0.02	1.06	5.83

<sup>1</sup> Artefactos por tramo

<sup>2</sup> Artefactos por tramos acumulados

<sup>3</sup> Unidad de accesorio por tramo

<sup>4</sup> Unidad de accesorio acumulado

<sup>5</sup> Factor de uso

<sup>6</sup> Número de Reynolds

<sup>7</sup> Coeficiente de fricción

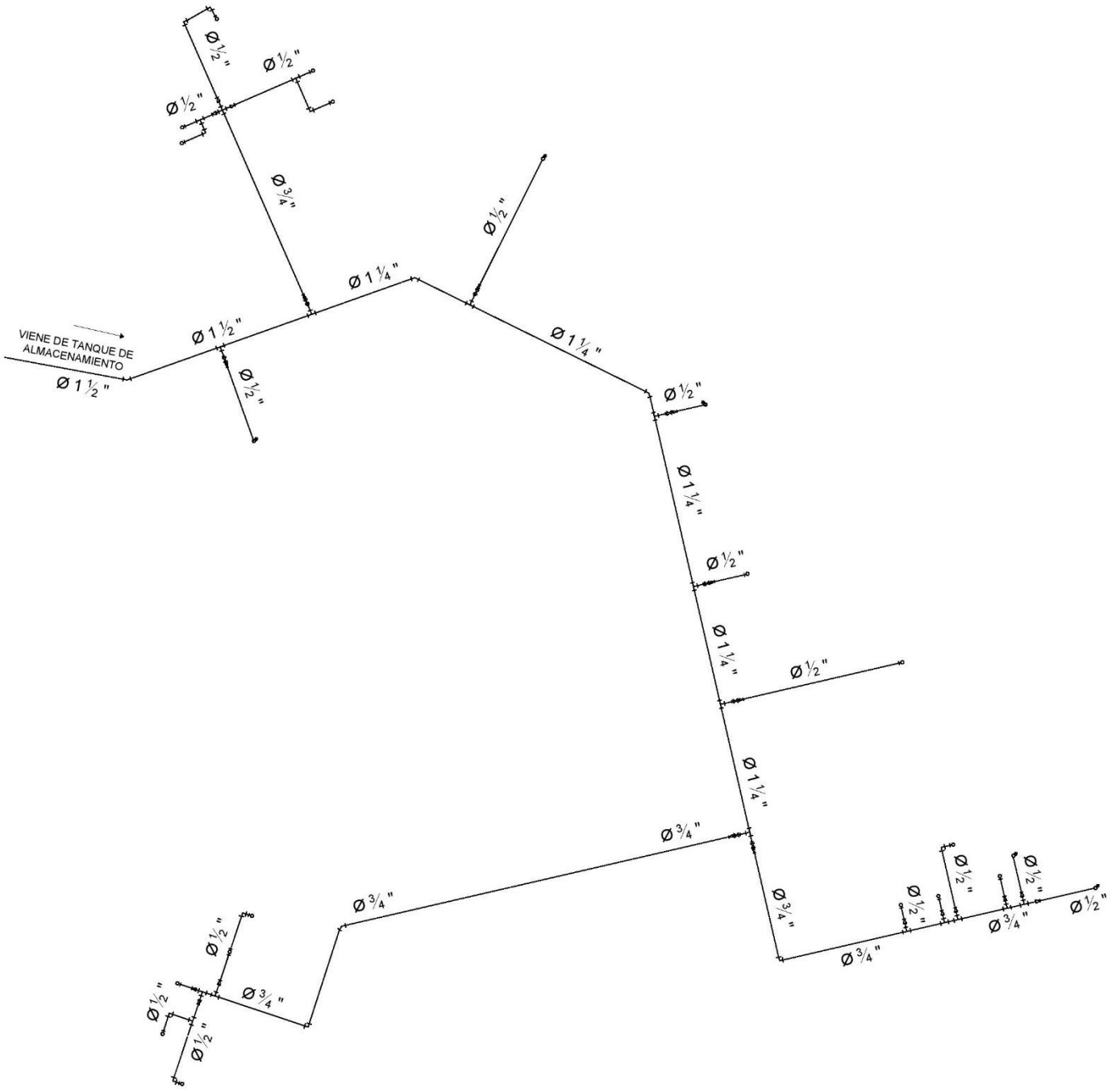


Ilustración 4 Red de abastecimiento de agua potable

### 8.2.5.3 Velocidad en las tuberías de la red

Al obtener la velocidad teórica en cada tramo de tubería, se procedió realizar la simulación de la red de abastecimiento de agua potable utilizando el software EPANET, consecutivamente se verificó que los diámetros de tubería y la velocidad, cumplieran con los parámetros estipulados en la norma. Los resultados posteriores a la simulación se encuentran resumidos en la siguiente tabla.

Tabla 9 Velocidad del flujo en la red de tubería

Id línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Tubería 1	83.23	37.50	1.72
Tubería 2	5.74	25.00	1.12
Tubería 3	2.07	13.00	1.58
Tubería 4	0.63	13.00	1.58
Tubería 5	21.16	32.50	1.37
Tubería 6	16.41	18.00	1.73
Tubería 7	0.79	13.00	1.58
Tubería 8	9.88	18.00	1.34

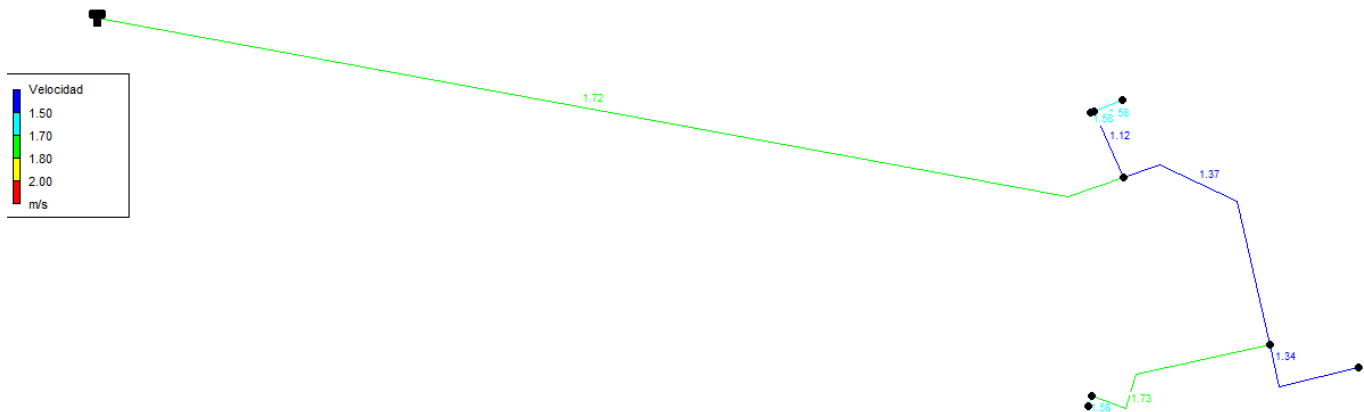


Ilustración 5 Velocidad del flujo en la red

### 8.2.5.4 Presiones en la red

Para la verificación del cumplimiento de las presiones establecidas en la normativa, se procedió a simular la red de abastecimiento de agua potable en el programa EPANET, obteniendo los resultados mostrados en la siguiente tabla.



Tabla 10 Presiones en la red

ID nudo	Demanda (Lps)	Presión (m)
Depósito 1	-1.90	0.89
Nudo 2	0.21	10.19
Nudo 3	0.13	8.76
Nudo 4	0.21	8.56
Nudo 5	0.21	8.12
Nudo 6	0.36	10.47
Nudo 7	0.23	5.39
Nudo 8	0.21	5.15
Nudo 9	0.34	8.94

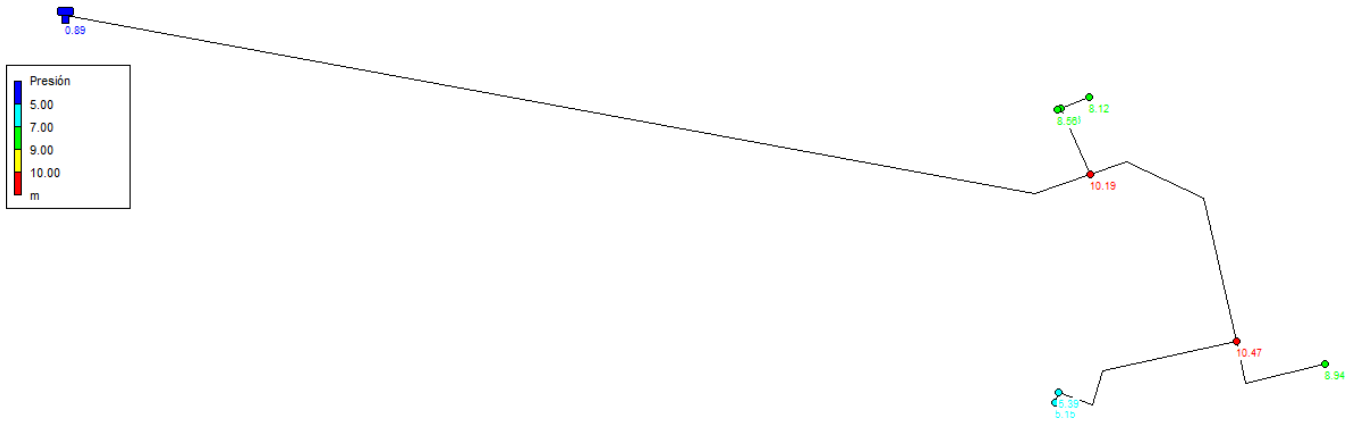


Ilustración 7 Presión en la red

## 8.2.6 Equipo de bombeo

### 8.2.6.1 Tubería de succión

#### Pérdidas locales

1. Los accesorios que generan pérdidas corresponden a un codo de 90° y una válvula de pie, el valor de k se encuentra en la tabla 1.
2. Las pérdidas de succión se calcularon con la ecuación 19 de la siguiente manera:

$$h_{\text{locales}} = 1.16 * \frac{8 \cdot (0.0068)^2}{(9.81)(\pi)^2(0.0254)^4} = 0.72 \text{ m}$$

#### Pérdidas por fricción

1. Se calcularon mediante la ecuación 11

$$h_f = \frac{(0.2)(0.87 \text{ m/s})^2(5.15 \text{ m})}{(0.0254 \text{ m}) \left( 2 * 9.81 \text{ m/s}^2 \right)} = 0.15 \text{ m}$$

Se presenta la tabla de los cálculos pertinentes.

Tabla 11 Pérdidas locales y por fricción en tubería de succión

Accesorios	Long. equivalente (m)	Diámetro (m)	Long. tubería (m)	Caudal (L/s)	H <sub>local</sub> (m)	H <sub>fricción</sub> (m)
Codo 90°	0.85	0.03	5.15	0.90	0.72	0.15
Válvula de pie	6.78					

### 8.2.6.2 Tubería de descarga

Se calculó la pérdida local y pérdida de energía por fricción en la tubería de descarga. A continuación, se presenta la tabla de los cálculos pertinentes.

Tabla 12 Pérdidas locales y por fricción en tubería de descarga

Accesorios	Long. equivalente (m)	Diámetro (m)	Long. tubería (m)	Caudal (L/s)	H <sub>local</sub> (m)	H <sub>fricción</sub> (m)
Codo 90°	1.16	0.03	11.5	0.70	0.79	0.73
Válvula de retención	4.83					
Tubería de rebose	1.22					

### 8.2.6.3 Presión de succión

Para abastecer el sistema de agua potable, se propone el uso de una bomba de eje horizontal que extraiga el agua de la fuente; para poder seleccionar correctamente el equipo, se requirió calcular la presión de succión y la carga total dinámica.

Tabla 13 Presión de succión

Presión de succión		
Q	0.69	L/s
h	5.15	m
D succión	0.03	m
D descarga	0.02	m
Vel. succión	0.87	m/s
Vel. descarga	1.36	m/s
P	49,975.2	Pa
	5.10	mca
	16.72	ft

Para el cálculo de la presión de succión se utilizó la ecuación 20, tomando como punto “A” la abertura inferior de succión y como punto “B” el equipo de bombeo, posteriormente se despejó la presión en el punto “A”.

$$P_A = 1000 \cdot 9.81 \cdot 5.15 + \frac{1000}{2} (0.87^2 - 1.36^2) = 49975.2 \text{ Pa} \approx 5.10 \text{ mca} \approx 16.72 \text{ ft}$$

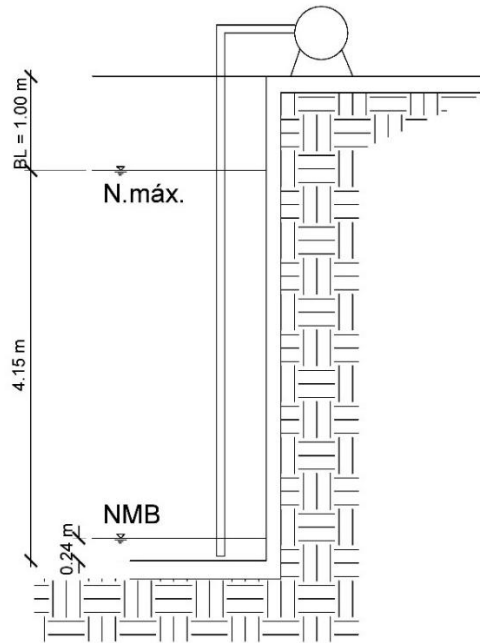


Ilustración 8 Esquema de equipo de bombeo

#### 8.2.6.4 Nivel mínimo de bombeo (NMB)

Para el cálculo del NMB se utilizó el caudal encontrado en los tiempos de llenado (tabla 6), debido a que, en este caso, la bomba debe diseñarse para abastecer el volumen del tanque de almacenamiento. El caudal utilizado en el cálculo corresponde a un tiempo de llenado de 2 horas.

Posteriormente, se evaluaron dos condiciones para el cálculo del NMB y se seleccionó la que produjo el valor máximo.

1. Condición hidráulica

$$\text{NMB} = \frac{0.90^2}{2g} + 0.2 = 0.24 \text{ m}$$

## 2. Condición evitar vórtice

$$NMB = 2.5(0.0254) + 0.2 = 0.16 \text{ m}$$

El NMB a usar será el calculado en la condición número 1.

### 8.2.6.5 Carga total dinámica

Teniendo el cálculo de las pérdidas en la línea de succión y descarga, se procedió a calcular la CTD en base a la ecuación 21.

Tabla 14 Calculo de carga total dinámica

HL (m)	1.51
Hf (m)	0.87
NMB (m)	940.1
NRT (m)	945.5
CTD (m)	7.78

El cálculo de la potencia de la bomba se realizó a través de la ecuación 22.

$$P = \frac{1000 \cdot 9.81 \cdot 0.00068 \cdot 7.78}{1000 \cdot 75 \%} = 0.078 \text{ KW} \approx 0.09 \text{ HP}$$

### 8.2.6.6 Selección de la bomba

Una vez se calcularon todos los demás parámetros, se procedió con la selección del equipo de bombeo. Se propone utilizar una bomba de eje horizontal marca Versajet, modelo FVJ07CI, la cual posee una potencia de  $\frac{3}{4}$  HP; cuenta con boquilla alta, y tiene capacidad para bombear hasta 11.8 GPM, 115V/230V, su diámetro de succión es de  $\frac{1}{4}$  " y su diámetro de descarga de 1 " (Para mayores detalles, ver ficha técnica en anexo 2).

### 8.2.6.7 Cavitación

El equipo de bombeo seleccionado cuenta con una Carga Neta de Succión Negativa (NNSH, por sus siglas en inglés) de 6 m. Es necesario calcular la NNSH para comparar con la proporcionada con el fabricante y así evitar daños al equipo por cavitación.

La altura estática (Hs) corresponde a la altura del líquido hasta el eje de la bomba, para efectos de cálculo se tomó la altura más desfavorable, correspondiente a 1.67 m.

La presión barométrica ( $H_a$ ) se calculó haciendo la sumatoria de los datos presentados a continuación:

Parámetro	Valor (m)
Borde libre (fuente)	1
Boluta	0.1
Elevación eje de la bomba	0.2

$$H_a = 1 \text{ m} + 0.1 \text{ m} + 0.2 \text{ m} = 1.3 \text{ m}$$

Para el cálculo de la presión por vapor ( $H_{vp}$ ), es necesario recurrir a la tabla 58, como anteriormente se mencionó, la temperatura promedio para el departamento de Jinotega corresponde a los 20 °C.

Con los datos obtenidos se procedió a realizar el cálculo de la carga neta negativa de succión mediante la ecuación 23.

$$NNSH_A = -1.67 \text{ m} + 10.32 \text{ m} - 0.24 \text{ m} - 0.86 \text{ m} = 7.55 \text{ m}$$

Para evitar la cavitación en las bombas de eje horizontal, es necesario cumplir con la condición  $NNSH_A > NNSH_R$ , por lo que procedemos a realizar la comparativa de datos:

$$7.55 \text{ m} > 6.00 \text{ m}$$

### 8.2.7 Análisis de calidad de agua

Se realizó un análisis de calidad de agua con el objetivo de verificar si el agua de la fuente es apta para el consumo humano, y de ser así, determinar el tipo de tratamiento de potabilización que se requiere. Los análisis se realizaron en los laboratorios del Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios Ambientales de la Universidad Nacional de Ingeniería (PIENSA - UNI) y se obtuvieron los siguientes resultados:

- a) Análisis físico: Con respecto a los resultados del análisis físico, el agua de la fuente presentó un potencial de hidrógeno (pH) de 6.46, una temperatura de 24.50 °C, un valor para la conductividad eléctrica de 93.70  $\mu\text{S}/\text{cm}$ ; en cuanto a la

turbiedad, se determinó un valor de 4.39 UNT y finalmente el color verdadero, el cual es menor a 1 mg/L.

- b) Análisis químico: Con respecto al análisis químico, cabe destacar que se encontró presencia tanto de coliformes totales como de coliformes fecales con valores correspondientes a  $1.7 \times 10^2$  NMP/100mL y  $1.4 \times 10^2$  NMP/100mL respectivamente (para corroborar los resultados anteriormente descritos, ver tablas de análisis físico-químico en anexo 1).

En base a los resultados obtenidos, se ha determinado que, con respecto al análisis físico, el agua de la fuente es apta para el consumo humano, sin embargo, dada la presencia de coliformes, es necesario que el agua reciba un proceso de desinfección, para el cual se propuso el uso de cloro, esto, por ser uno de los sistemas más comunes y que generan una reducción económica con respecto a los demás sistemas existentes.

### **8.2.8 Potabilización**

Debido a que el agua de la fuente sólo requiere de desinfección, se propone el uso de un dispositivo llamado dosificador de cloro, el cual, es un sistema automático de dosificación de cloro de sistema cerrado. El dispositivo propuesto es de la marca AFT HYDRA BL (ver ficha técnica en anexo 2). Este tipo de dosificador funciona de manera efectiva y eficiente con tabletas de cloro de 3" y, está diseñado para instalaciones permanentes en la línea de retorno de sistemas nuevos o existentes.

## **8.3. Agua pluvial**

### **8.3.1 Descripción del sistema de drenaje pluvial**

El sistema de drenaje pluvial está conformado a su vez por dos sistemas independientes, denominados para efectos de este estudio como sistema de drenaje pluvial principal y sistema de drenaje pluvial secundario. En el principal se realizó el diseño de canaletas para todas las áreas de techo del complejo, así como el diseño de sus respectivos bajantes. Para este sistema también se realizó el diseño de las obras necesarias para el drenaje del agua de escorrentía pluvial proveniente tanto del área del estacionamiento como de ciertas áreas verdes, escorrentía que afectaría las estructuras adyacentes;

además se incluyó el cálculo y dimensionamiento de cajas de registro, así como el trazado, diseño y verificación de sus respectivas tuberías de drenaje. Por otra parte, el diseño del sistema secundario comprendió la elaboración de un estudio hidrológico a pequeña escala, mismo que sirvió para el dimensionamiento de una pequeña red de drenaje, compuesta (entre otros elementos) por una serie de tuberías y canales.

### **8.3.2 Sistema de drenaje pluvial principal**

Como se mencionó anteriormente, este comprendió el diseño de los elementos necesarios para el drenaje del agua pluvial proveniente de las áreas de techo, de áreas verdes y del área de estacionamiento. A continuación, se encuentra reflejado el procedimiento de cálculo.

#### **8.3.2.1 Cálculo de los caudales**

Para estimar el caudal de agua pluvial proveniente de todos los tipos de áreas, se empleó la ecuación 24, la cual es la que proporciona el método racional.

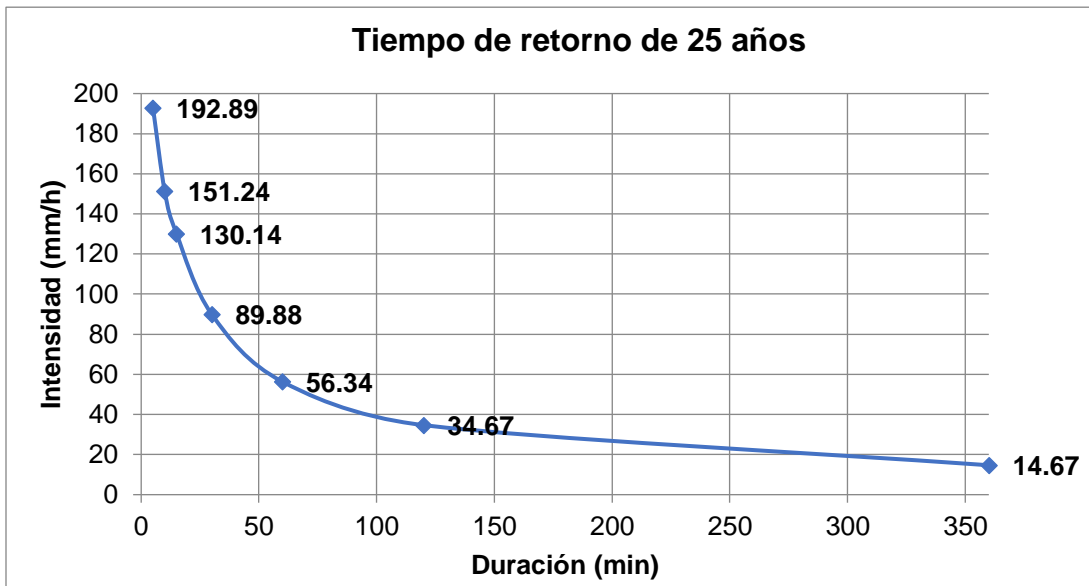
##### **8.3.2.1.1 Coeficiente de escorrentía**

El valor del coeficiente de escorrentía (C) se tomó de la tabla 51, la cual se extrajo del Reglamento de Drenaje Pluvial para la Ciudad de Managua. En el caso de las áreas de techos y área de estacionamiento se utilizó un valor de  $C = 0.90$ , que corresponde a áreas de techos y calles de asfalto y concreto. Por otra parte, en el caso de las áreas verdes, se utilizó un valor de  $C = 0.12$ , que corresponde a áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes del 5 % al 10 %.

##### **8.3.2.1.2 Intensidad de lluvia**

Cumpliendo con la normativa utilizada, para un periodo de retorno de 25 años y una precipitación de diseño con tiempo de duración de 10 minutos, se determinó un valor de Intensidad de lluvia (I) de 151.24 mm/h. Este valor se determinó utilizando la curva IDF representada en el siguiente gráfico.

Gráfico 1 Curva IDF de estación meteorológica Jinotega



### 8.3.2.1.3 Áreas de escorrentía

Esta se representa por la letra A. En este caso se cuenta con tres tipos de áreas: El primer tipo corresponde a las áreas de techo, para las que se propone que evacúen el agua a través de canales de PVC; el segundo y tercer tipo de áreas, corresponde al área del estacionamiento y áreas verdes, respectivamente, para las que se propone que evacúen el agua de escorrentía pluvial a través de canales rectangulares de concreto dotados con rejillas. Se ha previsto que tanto los canales de techo como los canales con rejillas, descarguen sus aguas en cajas de registro.

### 8.3.2.1.4 Caudal de áreas de techo

Se delimitaron las áreas de techo y posteriormente se calculó el caudal de escorrentía para cada una de estas. Para la primera área de techo (A1), el cálculo del caudal se realizó de la siguiente manera:

$$Q = 0.2778 \cdot 0.90 \cdot 151.24 \text{ mm/h} \cdot 17.82 \text{ m}^2 \cdot \frac{1 \text{ k m}^2}{1000 \text{ m}^2} = 0.0007 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para todas demás áreas, se siguió el mismo el procedimiento de cálculo. Posteriormente, se presenta la tabla de resultados correspondiente a todas las áreas de techo.



Tabla 15 Cálculo de caudal de escorrentía para canales en área de techo

<b>Canaleta</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>		<b>C (-)</b>	<b>I (mm/h)</b>	<b>Q (L/s)</b>
1	A1	17.87	0.90	151	0.70
2	A2	17.87	0.90	151	0.70
3	A3	1.97	0.90	151	0.70
4	A4	17.87	0.90	151	0.70
5	A5	17.87	0.90	151	0.70
6	A6	20.34	0.90	151	0.80
7	A7	20.34	0.90	151	0.80
8	A8	57.29	0.90	151	2.20
9	A9	12.13	0.90	151	0.50
10	A10	29.33	0.90	151	1.10
11	A12	14.93	0.90	151	0.60
12	A13	17.87	0.90	151	0.70
13	A 14	17.87	0.90	151	0.70
14	A15	17.87	0.90	151	0.70
15	A16	17.87	0.90	151	0.70
16	A17	1.97	0.90	151	0.10

### 8.3.2.1.5 Caudal del área de estacionamiento

Este se calculó siguiendo la misma metodología que para las áreas de techo como puede apreciarse en el siguiente ejemplo.

$$Q = 0.2778 \cdot 0.90 \cdot 151.24 \text{ mm/h} \cdot 84.3 \text{ m}^2 \cdot \frac{1 \text{ km}^2}{1000 \text{ m}^2} = 0.0032 \text{ m}^3/\text{s} \approx 3.20 \text{ L/s}$$

Consecuentemente, se presenta la tabla de resultados correspondiente al área de estacionamiento.

Tabla 16 Cálculo de caudal de escorrentía para canal del área de estacionamiento

<b>Canal</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>C (-)</b>	<b>I (mm/h)</b>	<b>Q (L/s)</b>
1	84.30	0.90	151	3.20

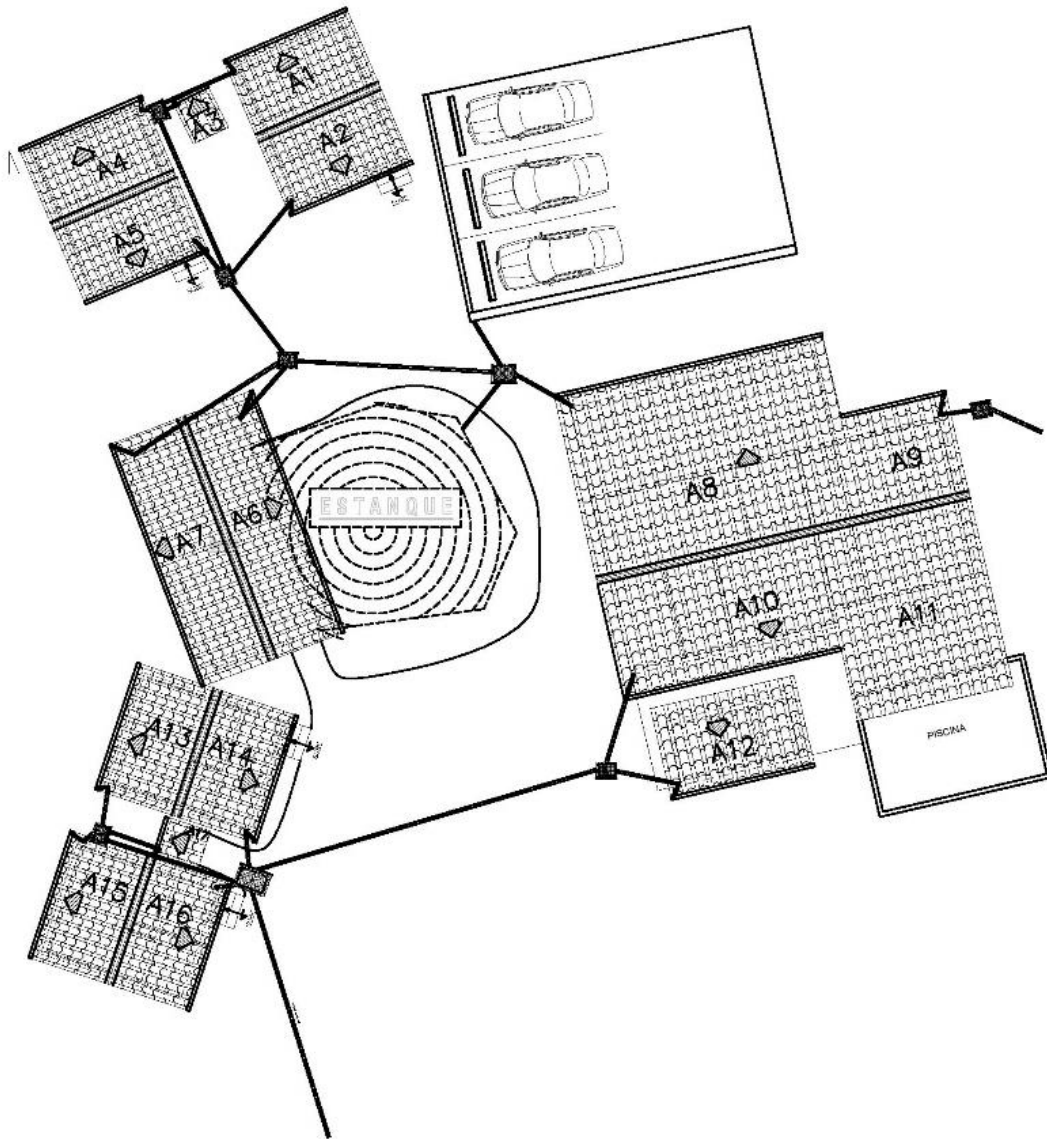


Ilustración 9 Red de drenaje pluvial principal

#### 8.3.2.1.6. Caudal de áreas verdes

Los caudales de las áreas verdes se calcularon manteniendo la misma metodología aplicada en los dos casos presentados con anterioridad, a como se verá reflejado en la demostración siguiente.

$$Q = 0.2778 \cdot 0.12 \cdot 151.24 \text{ mm/h} \cdot 84.3 \text{ m}^2 \cdot \frac{1 \text{ km}^2}{1000 \text{ m}^2} = 0.0032 \text{ m}^3/\text{s} \approx 3.20 \text{ L/s}$$

A continuación, se presenta la tabla de caudales estimados para las áreas verdes consideradas.

Tabla 17 Cálculo de caudal de escorrentía para canales en áreas verdes

Canal	Área (m <sup>2</sup> )	C (-)	I (mm/h)	Q (L/s)
2	4.5	0.12	151	0.02
3	158	0.12	151	0.80
4	36	0.12	151	0.18
5	43	0.12	151	0.22
6	19	0.12	151	0.10
7	18	0.12	151	0.09
8	29	0.12	151	0.15
9	11	0.12	151	0.06
10	11.55	0.12	151	0.06
11	11	0.12	151	0.06
12	50.5	0.12	151	0.25
13	10	0.12	151	0.05
14	10	0.12	151	0.05
15	0	0.12	151	0.00
16	170	0.12	151	0.86
17	14	0.12	151	0.07
18	10.5	0.12	151	0.05
19	89	0.12	151	0.45
20	244	0.12	151	1.23
21	12	0.12	151	0.06
22	10	0.12	151	0.05
23	14	0.12	151	0.07
24	189	0.12	151	0.95

### 8.3.2.2 Diseño de canales

Una vez estimados los caudales de agua de escorrentía pluvial para cada una de las áreas, se procedió con el diseño de las canaletas y los canales.

#### 8.3.2.2.1 Diseño de canaletas para áreas de techo

Se prevé que cada área de techo evacúe el agua de escorrentía pluvial mediante canaletas de PVC, para las cuales se ha propuesto que todas tengan un ancho de 0.08 m. El valor del coeficiente de rugosidad de este tipo de material es igual a 0.009 y se

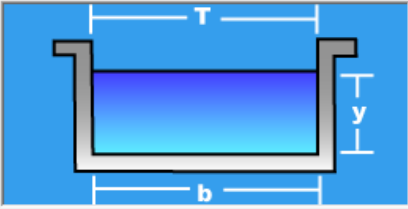
extraído de la tabla 51. Las canaletas se enumeraron en relación con el número de área de techo, es decir, para drenar las aguas provenientes del área de techos número uno (A1), se diseñó la canaleta 1; para drenar las aguas provenientes del área de techos número dos (A2), se diseñó la canaleta 2, y así sucesivamente.

Una vez determinados los parámetros de diseño de las canaletas, se procedió a elaborar los cálculos hidráulicos, mismos que fueron generados mediante el software HCANALES, el cual utiliza como base la ecuación de Manning. Una vez obtenidos los cálculos, se verificó que, para cada uno de los conductos diseñados, se cumpla con las velocidades permisibles para este tipo de elementos. En la ilustración 10 puede observarse el ejemplo de cálculos hidráulicos de la canaleta 8.

Lugar:	<input type="text" value="Cerrones"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Eco albergue El Delirio"/>
Tramo:	<input type="text" value="Canaleta 8"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="PVC"/>

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.0022"/> m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.08"/> m
Talud (Z):	<input type="text"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.009"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.05"/> m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0198"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="0.1196"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0016"/> m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0132"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.0800"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.3902"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="3.1558"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.1183"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>		

Ilustración 10 Cálculo hidráulico de canales con HCANALES

Los cálculos hidráulicos fueron generados de igual manera para las demás canaletas; el resumen de los cálculos hidráulicos de todas las canaletas de techo se presenta en la tabla siguiente.

Tabla 17 Cálculos hidráulicos de canaletas en áreas de techo

<b>Canaleta</b>	<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Coefficiente de Manning (-)</b>	<b>Pendiente (m/m)</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Velocidad (m/s)</b>	<b>Tirante (m)</b>
1	0.70	0.009	0.05	0.08	0.97	0.010
2	0.70	0.009	0.05	0.08	0.97	0.010
3	0.10	0.009	0.10	0.08	0.58	0.002
4	0.70	0.009	0.05	0.08	0.97	0.010
5	0.70	0.009	0.05	0.08	0.97	0.010
6	0.80	0.009	0.05	0.08	1.00	0.010
7	0.80	0.009	0.05	0.08	1.00	0.010
8	2.20	0.009	0.05	0.08	1.40	0.020
9	0.50	0.009	0.06	0.08	0.91	0.007
10	1.11	0.009	0.05	0.08	1.12	0.010
11	0.60	0.009	0.05	0.08	0.91	0.009
12	0.70	0.009	0.05	0.08	0.97	0.010
13	0.70	0.009	0.05	0.08	0.97	0.010
14	0.70	0.009	0.05	0.08	0.97	0.010
15	0.70	0.009	0.05	0.08	0.97	0.010
16	0.10	0.009	0.10	0.08	0.58	0.002

### 8.3.2.2 Diseño de canales con rejillas

Para evacuar el agua de escorrentía pluvial proveniente del área de estacionamiento y áreas verdes, se propone el uso de canales rectangulares de concreto dotados de rejillas y con un ancho de 0.10 m. El valor del coeficiente de rugosidad de este tipo de material es igual a 0.013. Al igual que para las canaletas de techo, los cálculos hidráulicos se generaron mediante el software HCANALES. El resumen de los cálculos hidráulicos de todos los canales con rejillas se presenta en la tabla siguiente. El canal 1 es el que evacuará las aguas de escorrentía pluvial provenientes del área de estacionamiento.

Tabla 18 Cálculos hidráulicos de canales con rejillas

<b>Canal</b>	<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Coefficiente de Manning (-)</b>	<b>Pendiente (m/m)</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Velocidad (m/s)</b>	<b>Tirante (m)</b>
1	3.20	0.013	0.03	0.10	0.51	0.005
2	0.02	0.013	0.05	0.10	0.51	0.005
3	0.80	0.013	0.05	0.10	0.44	0.0045
4	0.18	0.013	0.05	0.10	0.44	0.0045

Canal	Caudal (L/s)	Coefficiente de Manning (-)	Pendiente (m/m)	Ancho (m)	Velocidad (m/s)	Tirante (m)
5	0.22	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
6	0.10	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
7	0.09	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
8	0.15	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
9	0.06	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
10	0.06	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
11	0.06	0.013	0.05	0.10	0.52	0.0058
12	0.25	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
13	0.05	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
14	0.05	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
15	0.00	0.013	0.05	0.10	0.77	0.01
16	0.86	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
17	0.07	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
18	0.05	0.013	0.05	0.10	0.57	0.007
19	0.45	0.013	0.05	0.10	0.85	0.01
20	1.23	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
21	0.06	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
22	0.05	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
23	0.07	0.013	0.05	0.10	0.81	0.01
24	0.95	0.013	0.05	0.10	0.34	0.0029
25	0.10	0.013	0.05	0.10	0.51	0.005

### 8.3.2.3 Cálculo de bajantes

Se propone el uso de tubería de PVC de 0.075 m (75 mm) de diámetro, a las cuales se les realizó el cálculo hidráulico verificando velocidades y relaciones Y/D. A continuación, se presentan los cálculos para el bajante 1 correspondiente a la canaleta de techo 1.

1. Cálculo de velocidad a tubo lleno: Para el cálculo de la velocidad a tubo lleno se hizo uso de la ecuación 10.

$$v = \frac{1}{0.009} \cdot \left( \frac{75 \text{ mm}}{1000} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0.05^{\frac{1}{2}} = 1.75 \text{ m/s}$$

2. Cálculo de caudal a tubo lleno: Para el cálculo del caudal a tubo lleno se hizo uso de la ecuación 8.

$$Q_{II} = \frac{\pi \cdot \left(\frac{75 \text{ mm}}{1000}\right)^2}{4} \cdot 1.75 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot \frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3} = 7.75 \text{ L/s}$$

3. Cálculo de  $Q_{dis}/Q_{lleno}$ :

$$\frac{Q_{dis}}{Q_{II}} = \frac{0.67 \text{ L/s}}{7.75 \text{ L/s}} = 0.09$$

4. Tabla de relaciones hidráulicas de la sección circular: El valor de la relación  $Q_{dis}/Q_{lleno}$  se utiliza para obtener en la tabla de relaciones hidráulicas la relación de velocidad de diseño entre la velocidad a tubo lleno ( $v/V$ ) y la relación  $y/D$  (Ver tabla 59 en anexo)

5. Cálculo de velocidad de diseño: Para la relación  $Q_{dis}/Q_{lleno} = 0.09$  corresponde una relación  $V/V_{lleno} = 0.520$ . por tanto:

$$v_d = 1.75 \cdot 0.520 = 0.91 \text{ m/s}$$

La velocidad resultante se encuentra en el rango permisible establecido en el reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua, Alcaldía de Mangua, 2012. En consecuencia, el diámetro propuesto es correcto.

6. Cálculo del tirante: Para la relación  $Q_{dis}/Q_{lleno} = 0.09$  corresponde una relación  $y/D = 0.232$

Para los demás bajantes, se efectuó el mismo procedimiento de cálculo. A continuación, se presenta la tabla de resultados de los cálculos de los demás bajantes.

Tabla 19 Cálculo hidráulico de bajantes en área de techo.

Canal	Caudal (Lps)	Coficiente de Manning (-)	Pendiente (m)	VII (m/s)	QII (m <sup>3</sup> /s)	Qd/QII (-)	V/VII (-)	Vd (m/s)	Y/D (m)
1	0.67	0.009	0.05	1.75	7.75	0.09	0.52	0.91	0.23
2	0.67	0.009	0.05	1.75	7.75	0.09	0.52	0.91	0.23
3	0.07	0.009	0.15	3.04	13.42	0.01	0.29	0.89	0.09
4	0.67	0.009	0.05	1.75	7.75	0.09	0.52	0.91	0.23
5	0.67	0.009	0.05	1.75	7.75	0.09	0.52	0.91	0.23
6	0.77	0.009	0.05	1.75	7.75	0.10	0.54	0.95	0.25
7	0.77	0.009	0.05	1.75	7.75	0.10	0.54	0.95	0.25
8	2.16	0.009	0.05	1.75	7.75	0.28	0.71	1.25	0.41
9	0.46	0.009	0.08	2.22	9.80	0.05	0.45	1.00	0.18

Canal	Caudal (Lps)	Coefficiente de Manning (-)	Pendiente (m)	VII (m/s)	QII (m <sup>3</sup> /s)	Qd/QII (-)	V/VII (-)	Vd (m/s)	Y/D (m)
10	1.11	0.009	0.05	1.75	7.75	0.14	0.59	1.03	0.29
12	0.56	0.009	0.08	2.22	9.80	0.06	0.47	1.05	0.20
13	0.67	0.009	0.05	1.75	7.75	0.09	0.52	0.91	0.23
14	0.67	0.009	0.05	1.75	7.75	0.09	0.52	0.91	0.23
15	0.67	0.009	0.05	1.75	7.75	0.09	0.52	0.91	0.23
16	0.67	0.009	0.05	1.75	7.75	0.09	0.52	0.91	0.23
17	0.07	0.009	0.15	3.04	13.42	0.01	0.29	0.89	0.09

### 8.3.2.4 Trazo de la red de drenaje pluvial

Utilizando el software AutoCAD 2D, se realizó el trazado en planta de la red de drenaje pluvial. Se ubicaron las cajas de registro y se trazaron las líneas de tuberías procurando que estas descarguen de la manera más directa posible a las cajas de registro.

### 8.3.2.5 Dimensionamiento de cajas de registro (CR)

Una vez trazada la red de drenaje pluvial y con el fin de garantizar el mantenimiento adecuado de la red, se procedió al dimensionamiento de las cajas de registro, el cual se realizó cumpliendo con lo estipulado en el Artículo 7.6.2-6 correspondiente al código de instalaciones hidráulicas y sanitarias de Costa Rica. En la tabla 20 se encuentran las dimensiones propuestas para cada una de las cajas de registro.

Tabla 20 Dimensiones de CR drenaje pluvial

Cajas de registro	Dimensiones interiores		
	Profundidad (m)	Ancho (m)	Longitud (m)
CRP-1	0.53	0.40	0.50
CRP-2	0.65	0.40	0.50
CRP-3	1.03	0.40	0.50
CRP-4	0.69	0.40	0.50
CRP-5	0.53	0.50	0.65
CRP-6	0.25	0.40	0.50
CRP-7	1.21	0.40	0.50
CRP-8	0.53	0.40	0.50

### 8.3.2.6 Dimensionamiento de tuberías de drenaje pluvial

La propuesta de diseño contempla el uso de 8 cajas de registro para la recolección y descarga de los caudales provenientes tanto de las canaletas de techo como del



estacionamiento. Se propuso que las cajas de registro estén conectadas por tuberías de 0.075 m de diámetro. Posteriormente se realizó el cálculo de las velocidades de cada tramo, comprobando que estas se encuentren dentro del rango establecido en la normativa utilizada. Para el cálculo de la velocidad se hizo uso de la ecuación 10, como se muestra a continuación, donde se presenta el procedimiento de cálculo para el tramo de tubería comprendido entre las cajas de registro 1 y 2 (tramo 1-2).

$$v_{1-2} = \frac{1}{0.009} (0.0187)^{2/3} * 0.02^{1/2} = 1.11 \text{ m/s}$$

Para los demás tramos, se utilizó el mismo procedimiento de cálculo. A continuación, se presenta la tabla de resumen de cálculos de caudales y velocidades para la red.

Tabla 21 Calculo de velocidad para cajas de registro

CRP	Q (L/s)	Diámetro (mm)	R/h (-)	Pendiente (m/m)	n (-)	Velocidad (m/s)
1	1.40					
		75	0.019	0.02	0.009	1.11
2	2.80					
		75	0.019	0.10	0.009	2.48
3	4.30					
		75	0.019	0.02	0.009	1.11
4	6.50					
		75	0.019	0.02	0.009	1.11
-	-	-	-	-	-	-
5	0.50					
		75	0.019	0.10	0.009	2.48
-	-	-	-	-	-	-
6	1.70					
		75	0.019	0.02	0.009	1.11
7	1.30					
		75	0.019	0.01	0.009	0.78
8	4.40					

### 8.3.2.7 Cálculos topográficos de la red propuesta

Una vez trazado el sistema de redes de drenaje pluvial, y teniendo el diámetro y pendiente de las tuberías, así como la ubicación y dimensión de las cajas de registro, se procedió a calcular los niveles de tapa, así como los niveles de entrada y salida de tuberías, para cada caja de registro.

1. Niveles de tapa: Debido a que todas las cajas de registro se encuentran en áreas verdes, el nivel de tapa será igual al nivel de terreno en que se encuentre la caja de registro.
2. Caída de la tubería: Para el cálculo de la caída de tubería se deben conocer la longitud de cada tramo y la pendiente del mismo. Lo primero se obtuvo mediante el trazo de la red y lo segundo, a través de los cálculos realizados anteriormente. Cabe destacar que, en la mayoría de los casos, se procuró que el nivel de entrada de las tuberías a las cajas de registros, sean 0.50 m por debajo del nivel de tapa. A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo de caída de tubería de la CRP-2 a la CRP-3.

$$\text{Caída de tubería} = 3.84 \text{ m} \cdot 15 \% = 0.58 \text{ m}$$

3. Nivel de entrada invert: Corresponde a restar la caída de tubería al nivel de salida del tramo correspondiente. A continuación, se muestra el procedimiento de cálculo del nivel de entrada de la CRP-3.

$$\text{NE} = 927.35 - (3.84 \text{ m} \cdot 15 \%) = 926.77 \text{ m}$$

4. Nivel de salida invert: Teniendo la resultante de todos los niveles de entrada, se restó 0.03 m al nivel de menor valor, para garantizar la circulación del flujo. Se presenta el cálculo de nivel de salida de la CRP-3

$$\text{NE1} = 926.77$$

$$\text{NE2} = 926.50$$

$$\text{NE3} = 926.50$$

$$\text{NS} = 926.50 - 0.03 \text{ m} = 926.47 \text{ m}$$

Para las demás cajas de registro, se siguió la misma lógica de cálculo, por tanto, en la página siguiente, se encuentra la tabla 22, en la que se verán debidamente ordenados los resultados del cálculo de los niveles de las cajas de registro para drenaje pluvial.

Tabla 22 Cálculos topográficos de la red de drenaje pluvial

Tramo		Longitud (m)	Pendiente (m/m)	Diámetro (mm)	Nivel de tapa (m)	Nivel de entrada invert (m)	Nivel de salida invert (m)
Inicio	Final						
A 1	CRP-1	2.61	0.02	75	928	927.50	927.47
A 4		0.28	0.02	75		927.50	
A 3		0.45	0.02	75		927.50	
A 2	CRP-2	2.86	0.02	75	928	927.38	927.35
A 5		1.20	0.02	75		927.50	
CRP-1		4.53	0.02	75		927.50	
A 6	CRP-3	2.26	0.02	75	927.5	927.50	926.47
A 7		5.73	0.02	75		927.50	
CRP-2		3.84	0.1	75		926.77	
A 8	CRP-4	2.13	0.02	75	927	926.50	926.31
CRP-3		6.54	0.02	75		926.34	
Estacionamiento		1.68	0.02	75		926.50	
A 9	CRP-5	1.06	0.02	75	927	926.50	926.47
A 10	CRP-6	3.07	0.3	75	925.3	925.08	925.05
A 12		2.14	0.4	75		925.14	
A 13	CRP-8	1.27	0.02	75	926	925.50	926.47
A 15		0.43	0.02	75		925.50	
A 17		1.78	0.02	75		925.50	
A 14	CRP-7	1.20	0.02	75	926	925.50	924.79
A 16		0.62	0.02	75		925.50	
CRP-6		4.49	0.02	75		924.81	
CRP-8		11.69	0.02	75		925.43	

### 8.3.3 Sistema de drenaje pluvial secundario

El diseño y cálculo del sistema secundario comprendió primeramente la elaboración un estudio hidrológico a pequeña escala, ya que se requiere evacuar de manera segura las aguas de escorrentía pluvial provenientes de un área de cultivos que se encuentra a mayor elevación que el sitio donde está ubicado el proyecto, toda el agua de esta área

se evacúa por medio de una alcantarilla existente que cruza transversalmente el camino principal de acceso al complejo, para tal fin, se prevé que el agua proveniente de dicha alcantarilla se conduzca a través de un sistema compuesto de tuberías de drenaje y canales hasta desembocar en un estanque que se encuentra dentro de la propiedad. A continuación, se encuentra reflejado el procedimiento de cálculo.

### **8.3.3.1 Determinación del caudal de diseño**

Para determinar el caudal de diseño, se realizó un estudio hidrológico a pequeña escala, para ello se empleó el método racional. Existen diversas razones por las cuales se decidió emplearlo; primeramente, por ser uno de los métodos aceptados y/o recomendados por el reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua y también por ser uno de los más usados a nivel internacional para la estimación del caudal en el diseño de obras de drenaje urbano y rural. En dicho método, el cálculo del caudal máximo se determina mediante la ecuación 24 y los parámetros necesarios para el cálculo son tres: el coeficiente de escorrentía, la intensidad de lluvia y el área de escorrentía.

#### **8.3.3.1.1 Coeficiente de escorrentía**

Ya que la obra se encuentra en el área rural del municipio de Jinotega y es una zona donde se realizan diversas actividades agrícolas, se ha determinado un valor de coeficiente de escorrentía ( $C$ ) igual a 0.20, utilizado para zonas rurales de producción agropecuaria. El valor del coeficiente de escorrentía se extrajo de la Tabla 51.

#### **8.3.3.1.2 Intensidad de lluvia**

Para determinar la intensidad de lluvia, se utilizaron curvas IDF de la estación meteorológica de Jinotega y éstas fueron proporcionadas por el INETER. De acuerdo con el reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua, las obras de drenaje como alcantarillas, deben diseñarse con un período de retorno no menor a veinticinco años; para efectos de cálculo se utilizó una curva IDF con período de retorno de 25 años y una precipitación de diseño con tiempo de duración de diez minutos, con lo cual se obtuvo una intensidad de lluvia de 151.24 mm/h (en el Gráfico 1 puede apreciarse la curva IDF utilizada).

### 8.3.3.1.3 Área de escorrentía

Ya que, el área de escorrentía es una zona de cultivos, se han construido una serie de zanjias o canales que alteran el drenaje natural, por tanto, el área de escorrentía no pudo ser determinada conforme a la topografía ni siguiendo los métodos y/o procedimientos hidrológicos convencionales, en su lugar, dicha área se determinó en campo mediante inspecciones al sitio, durante las cuales se marcaron las coordenadas de diversos puntos considerados de importancia para poder trazar la misma.

Utilizando un dispositivo de localización GPS, se tomaron las coordenadas de dichos puntos, los cuales posteriormente fueron procesados utilizando el software Google Maps y AutoCAD Civil 3D, para finalmente trazar el área de escorrentía, la cual tiene una superficie de 8578 m<sup>2</sup> equivalente a 0.008578 km<sup>2</sup>. Este es otro de los criterios que justifica el uso del método racional para el cálculo del caudal, ya que el reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua recomienda que este método se use en áreas no mayores a los 5 km<sup>2</sup>.

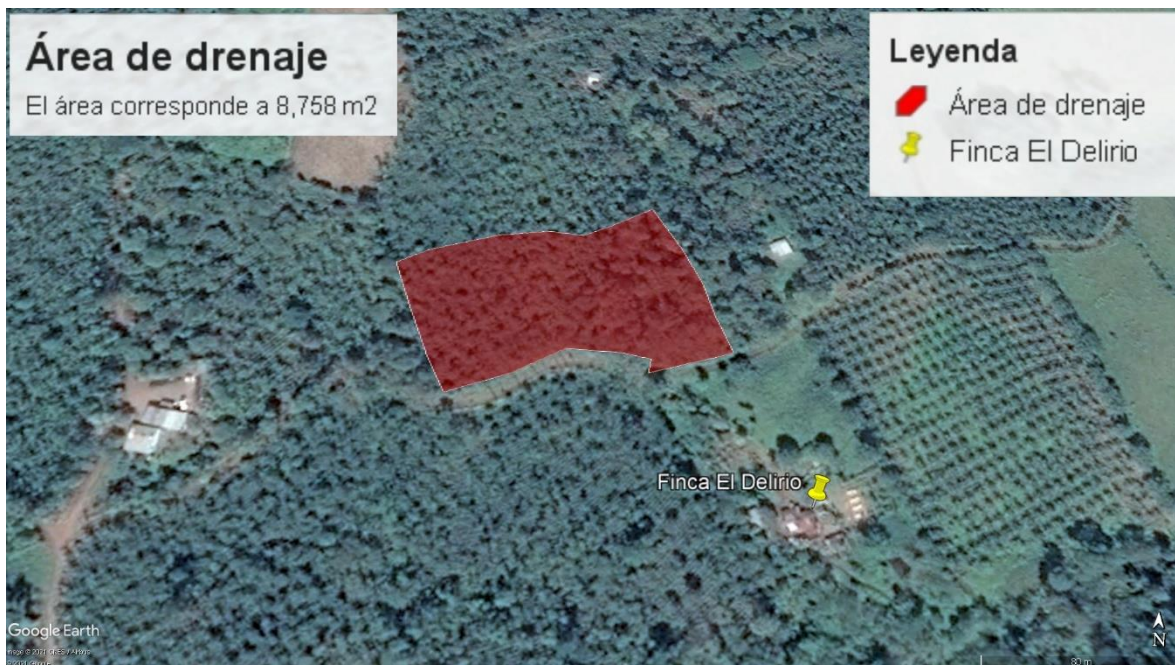


Ilustración 11 Área de drenaje

#### **8.3.3.1.4 Cálculo del caudal**

Una vez determinados todos los parámetros necesarios, se sustituyeron todos los términos de la ecuación 24 por los respectivos valores numéricos como se muestra a continuación.

$$Q = 0.2778 (0.20)(151.24 \text{ mm/h})(0.016754 \text{ km}^2) \rightarrow Q = 0.07208 \text{ m}^3/\text{s} \approx 72.08 \text{ L/s}$$

Como se puede observar, el caudal obtenido en el punto de cierre es de 72.08 L/s; conociendo este valor se procedió a realizar el dimensionamiento del sistema de drenaje pluvial.

#### **8.3.3.2 Dimensionamiento de la red de tuberías pluviales**

El sistema de drenaje pluvial comprendió el trazado y dimensionamiento de una red de tuberías pluviales compuesta de tres tramos, cada tramo separado por cajas de registro. Estas tuberías de drenaje son las encargadas de transportar el agua proveniente de la alcantarilla que cruza el camino hasta el punto de inicio del canal. La metodología de diseño se describe a continuación.

##### **8.3.3.2.1 Trazo de la red de tuberías pluviales**

Mediante el software AutoCAD 2D se realizó el trazado la planta de la red de tuberías, también se ubicaron las cajas de registro pluvial. El trazo en planta de la red puede apreciarse en la ilustración 12.

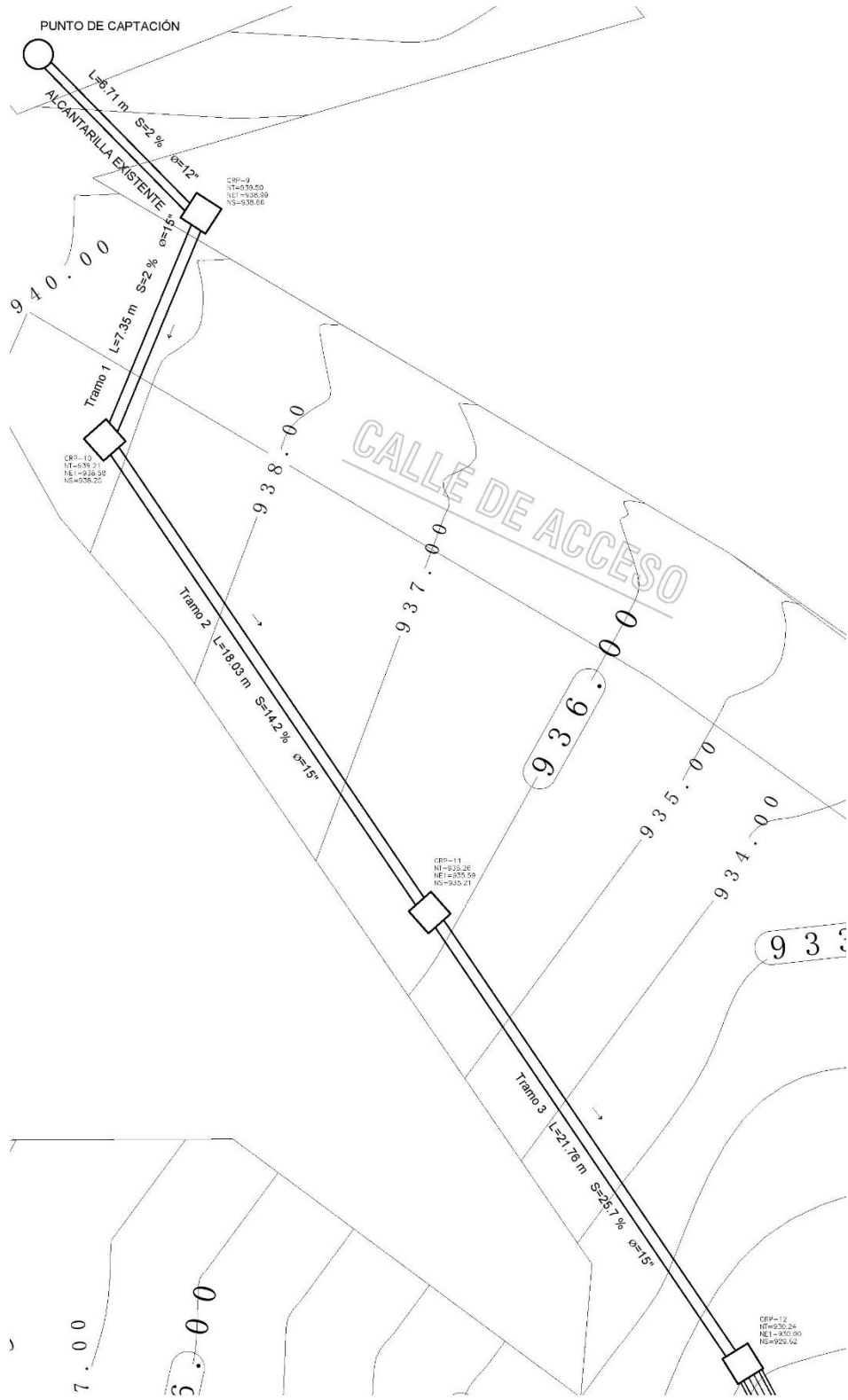


Ilustración 12 Red de tuberías pluviales secundarias

### 8.3.3.2.2 Longitud de los tramos

El primer tramo corresponde a una alcantarilla que cruza transversalmente la calle de acceso, este tiene una longitud de 7.35 m. El segundo tramo tiene una longitud de 18.03 m y finalmente, el tercer tramo corresponde a una longitud de 21.76 m.

### 8.3.3.2.3 Sección transversal

Para los tres tramos de tubería, se ha propuesto el uso de tubos de concreto con sección transversal de 0.375 m de diámetro; el valor del coeficiente de rugosidad de Manning ( $n$ ) para este tipo de material es de 0.013. Este valor se extrajo de la tabla 52 del reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua, edición 2012.

### 8.3.3.2.4 Pendiente longitudinal

De acuerdo con el reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua, para este tipo de obras la pendiente mínima longitudinal debe ser de 0.5 % y la pendiente máxima debe ser la suficiente para producir la velocidad máxima permitida. Para efectos de cálculo se propuso para el primer tramo, una pendiente longitudinal de 2 %. Debido a las condiciones topográficas del terreno, para el segundo tramo el conducto tiene una pendiente longitudinal de 14.2 %, de igual forma, la pendiente para el tercer tramo el conducto tiene una pendiente longitudinal de 25.7 %.

### 8.3.3.2.5 Cálculos hidráulicos

Los cálculos hidráulicos fueron generados con el programa computacional HCANALES (software permitido por la legislación vigente para obtener estos parámetros). En la siguiente tabla se encuentran resumidos los parámetros de diseño de la alcantarilla.

Tabla 23 Cálculos hidráulicos de tuberías pluviales

<b>Parámetro</b>	<b>Tramo 1</b>	<b>Tramo 2</b>	<b>Tramo 3</b>
Caudal (L/s)	72.08	72.08	72.08
Material	Concreto	Concreto	Concreto
Coeficiente de Manning ( $n$ )	0.013	0.013	0.013
Pendiente longitudinal (%)	2.00	14.20	25.70
Diámetro (m)	0.375	0.375	0.375
Velocidad (m/s)	1.95	3.92	4.84



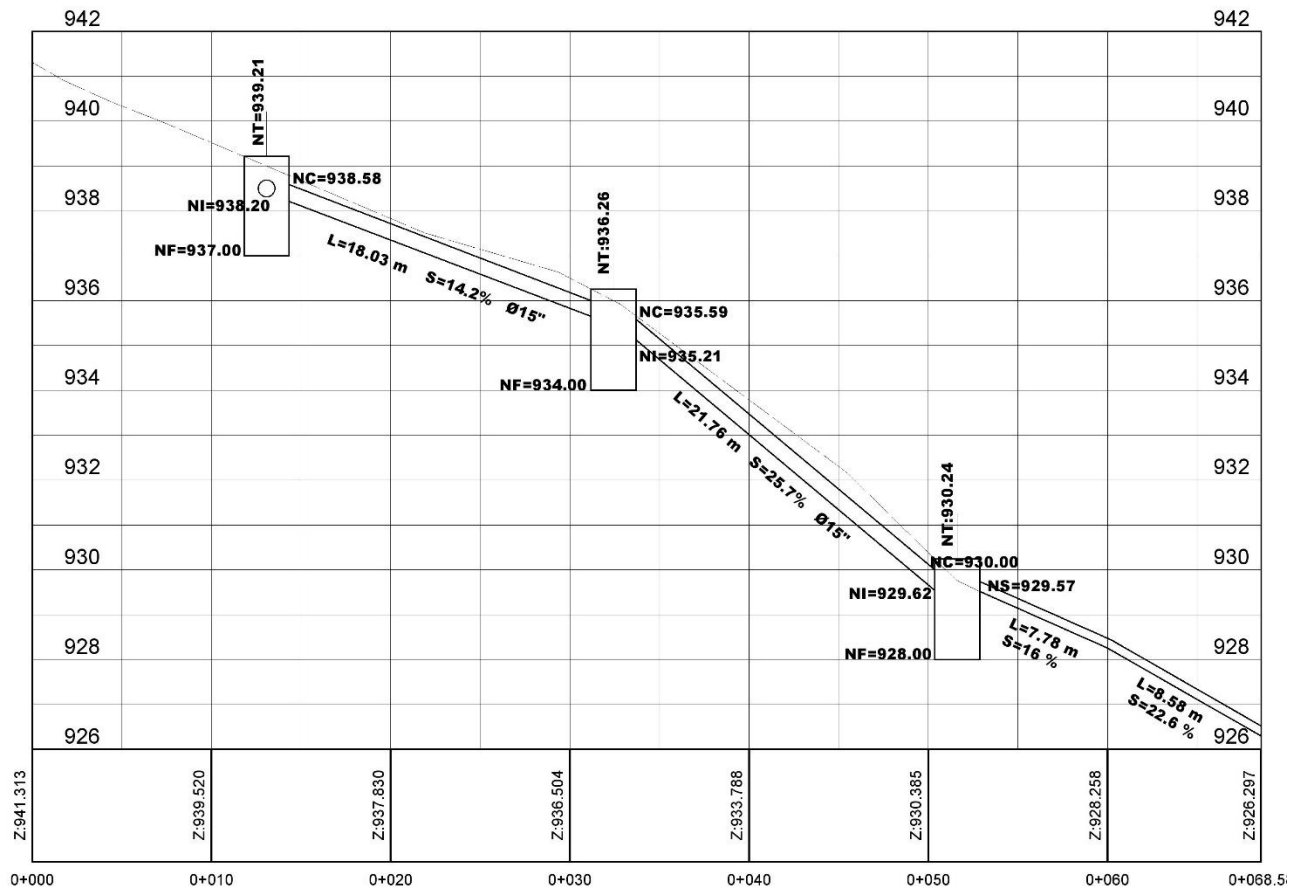


Ilustración 13 Perfil topográfico de tuberías de drenaje pluvial secundario

### 8.3.3.2.6 Resultados

Al realizar el cálculo mediante HCANALES, la velocidad obtenida para el primer tramo es de 1.95 m/s, cumpliendo así con la normativa utilizada; con esto se garantiza que no se produzca sedimentación ni erosión en el conducto. Respecto al segundo tramo, la velocidad obtenida en el cálculo es de 3.92 m/s, cumpliendo así con los parámetros establecidos. Finalmente, la velocidad obtenida para el tercer tramo corresponde a 4.84 m/s y aunque en las normativas se establece que la velocidad máxima debe ser preferiblemente de 4 m/s, en algunos casos especiales se permiten valores de hasta 5 m/s (Ver ilustraciones de resultados en anexo 1).

### 8.3.3.3 Dimensionamiento de cajas de registro pluvial

Se propone la construcción de cuatro cajas de registros, las cuales direccionaran el flujo proveniente del área de drenaje hacia el estanque. En la tabla siguiente se encuentran las dimensiones propuestas para cada una de las cajas de registro.

Tabla 24 Dimensiones de cajas de registros

Caja de registro	Nivel de tapa (m)	Nivel corona (m)	Nivel invert (m)	Profundidad (m)	Dimensiones	
					Ancho (m)	Longitud (m)
CRP - 9	939.50	938.99	938.66	0.90	0.50	0.65
CRP - 10	939.21	938.58	938.20	0.93	0.50	0.65
CRP - 11	936.26	935.59	935.21	1.35	0.65	0.75
CRP - 12	930.24	930.00	929.62	0.62	0.40	0.50

### 8.3.3.4 Dimensionamiento del canal

Se realizó el dimensionamiento de dos tramos de canal con el objetivo de conducir las aguas provenientes de las tuberías de drenaje pluvial hasta el estanque (para una mejor comprensión de lo que acá se describe, ver ilustración 14). El primer tramo se ubica de la estación 0+053.3 a la estación 0+060.0 y el segundo tramo se ubica desde la estación 0+060 a la estación 0+068.58.

#### 8.3.3.4.1 Trazo del canal

Mediante el software AutoCAD 2D se realizó el trazo en planta del canal, este puede apreciarse en la ilustración 14.

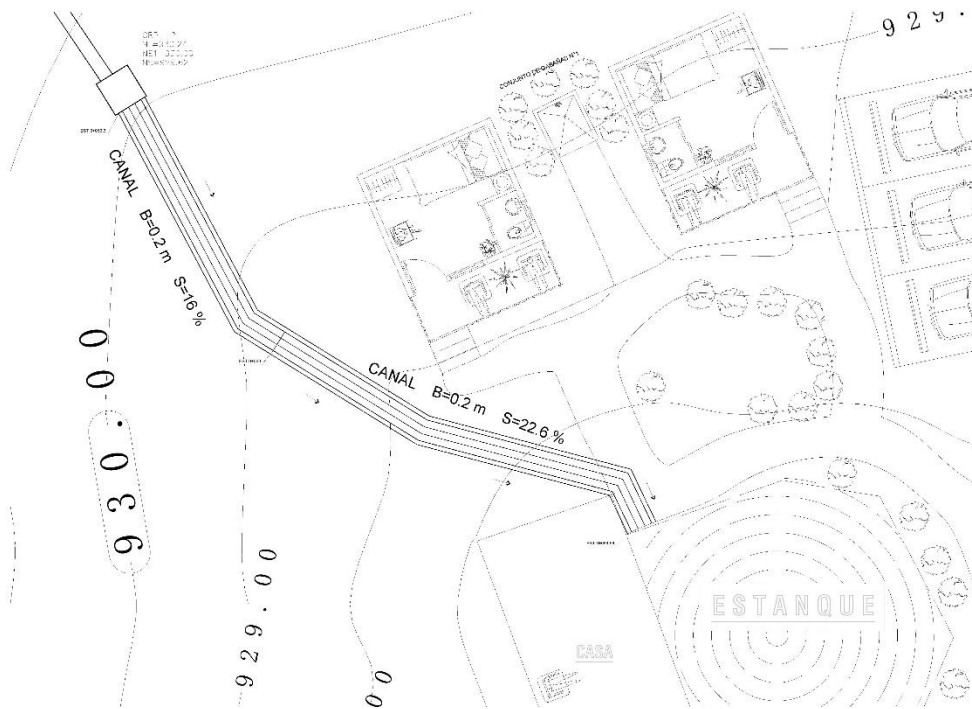


Ilustración 14 Canal de drenaje pluvial

#### 8.3.3.4.2 Pendiente longitudinal y revestimiento

En el primer tramo, el canal tiene una longitud de 7.3 m y tiene una pendiente longitudinal del 16 %. En el segundo tramo, el canal tiene una longitud de 8.58 m y una pendiente longitudinal (condicionada por las condiciones topográficas del sitio) de 22.6 %. Para evitar la erosión, se ha propuesto revestimiento no estructural tanto en las paredes como en el fondo del canal. El revestimiento propuesto es de concreto ciclópeo de buena calidad, cuyo valor del coeficiente de rugosidad de Manning ( $n$ ) es de 0.035.

#### 8.3.3.4.3 Sección transversal

Se propuso una sección transversal de tipo trapezoidal cuyo ancho de solera ( $b$ ) es de 0.20 m. La inclinación de los taludes está dada por la relación 1:1 ( $v/h$ ), la máxima permitida por la legislación vigente en el caso de canales revestidos; cabe destacar que el uso de este tipo de sección (al igual que la sección rectangular) está permitido por la normativa vigente.

### 8.3.3.4.4 Cálculos hidráulicos

Los cálculos hidráulicos fueron generados con el programa computacional HCANALES (software permitido por la legislación vigente para obtener estos parámetros). En la siguiente tabla se encuentran resumidos los parámetros de diseño del canal.

Tabla 25 Cálculos hidráulicos canal de drenaje pluvial

Parámetro	Tramo 1	Tramo 2
Caudal (L/s)	72.08	72.08
Material	Concreto ciclópeo	Concreto ciclópeo
Coefficiente de Manning ( $n$ )	0.035	0.035
Pendiente longitudinal (%)	16.00	22.60
Ancho de solera (m)	0.20	0.20
Talud ( $z$ )	1.00	1.00

### 8.3.3.4.5 Resultados

Al realizar el cálculo mediante el software se obtuvieron los siguientes resultados:

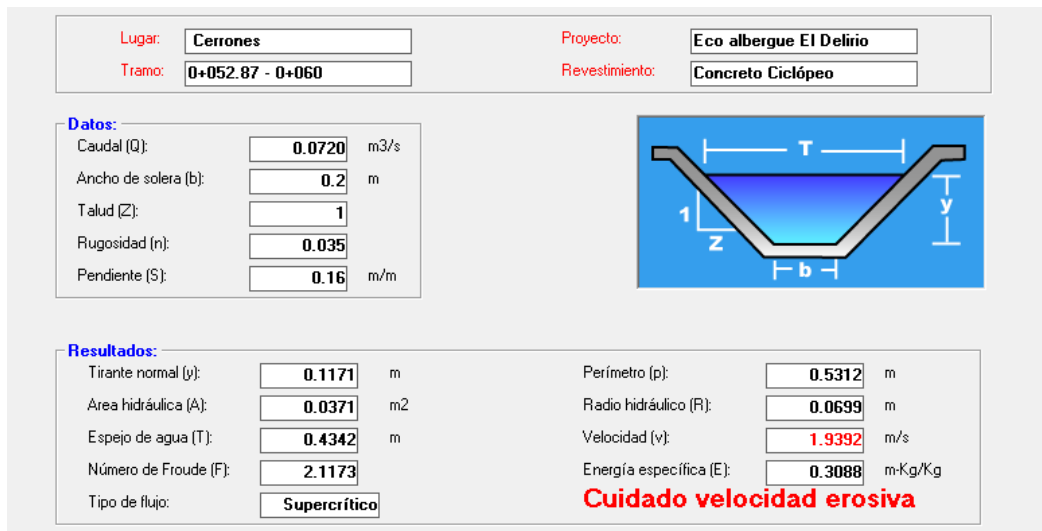


Ilustración 15 Cálculo hidráulico canal de drenaje pluvial

Cabe destacar, que las velocidades obtenidas en el cálculo para el primer y segundo tramo de canal es de 1.94 y 2.20 m/s, respectivamente, cumpliendo así con la normativa utilizada, en la cual, se establece que la velocidad máxima permitida por la corriente de

agua (en canales con revestimiento no estructural) debe ser de 5 m/s. Con esto se garantiza que no se produzca erosión en el canal. También se calculó un tirante ( $y$ ) de 0.1172 m en el primer tramo y 0.1067 m en el segundo tramo, sin embargo, para efectos de diseño se tomó un valor de tirante de 0.12 m, propuesto para ambos tramos de canal.

#### 8.3.3.4.6 Borde libre

De acuerdo con el reglamento de drenaje pluvial, el borde libre de estas estructuras varía entre 10 % y 30 % de la profundidad hidráulica de flujo. Para efectos de cálculo, el borde libre ( $r$ ) se ha tomado como el 30 % del valor del tirante.

$$r = 0.3(y) \rightarrow r = 0.3(12 \text{ cm}) \rightarrow r = 3.60 \text{ cm}$$

No obstante, para efectos de diseño se tomó un borde libre de 0.08 m.

#### 8.3.3.4.7 Ancho de corona

De acuerdo con la literatura consultada, para canales pequeños, el ancho de corona ( $c$ ) puede diseñarse aproximadamente igual al tirante del canal, es decir  $c = y$ , por tal motivo se ha propuesto un ancho de corona de 0.12 m.

#### 8.3.3.4.8 Sección transversal propuesta

En la siguiente imagen, se muestra la sección transversal propuesta.

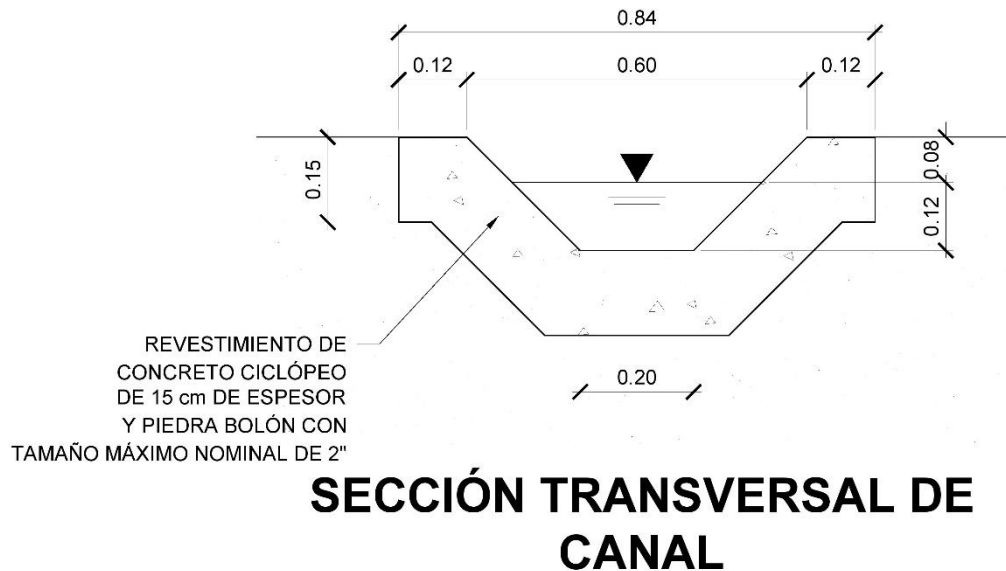


Ilustración 16 Sección transversal del canal

## 8.4. Agua residual

### 8.4.1 Descripción del sistema de agua residual

El sistema de aguas residuales está conformado a su vez, por dos sistemas independientes, el de aguas grises y el de aguas negras. El primero, encargado de recolectar y transportar hasta el sitio de tratamiento las aguas grises provenientes de los lavamanos, duchas, lava lampazo, lavadora y fregadero de cocina. El segundo, encargado de recolectar y transportar hasta el sitio de tratamiento las aguas negras provenientes de las descargas de los inodoros.

### 8.4.2 Trazado de las redes

El primer paso fue realizar el trazado en planta de las dos redes, para ello se utilizó el programa AutoCAD 2D y para ambos casos las tuberías se trazaron de modo que se formaran ángulos de 45 grados, principalmente en las intersecciones de tuberías, esto con el fin de evitar obstrucciones y de modo que las tuberías drenen el agua originada por cada artefacto a las cajas de registro para finalmente ser conducidas a los sistemas de tratamiento correspondientes.

### 8.4.3 Cálculo del caudal de agua residual

Para el cálculo de la red de aguas residuales, es necesario conocer el caudal originado por los artefactos sanitarios, para ello, se calculó el número de unidades de descarga por cada tramo, para posteriormente se calcularon los caudales utilizando el método Hunter.

#### 8.4.3.1 Cálculo de caudal para aguas grises

Primero, se realizó el cálculo del caudal de aguas grises. Los resultados obtenidos se encuentran en la tabla 26.

Tabla 26 Caudal aguas grises

Accesorios	Numero	UA	Total UA	F.U.	Total	Gastos (Lps)
Lavamanos	5	1	5			
Ducha	3	2	6			
Fregadero de Cocina	1	2	2			
Lavadora	1	2	2			
Lavandero	1	3	3			
Total	11		18	0.49	8.86	0.56

### 8.4.3.2 Cálculo de caudal para aguas negras

Lo siguiente, fue el cálculo del caudal de aguas negras. Los resultados obtenidos se encuentran en la tabla 27.

Tabla 27 Caudal aguas negras

Accesorios	UA	Numero	Total UA	Factor Uso	Total (UA)	Gastos (Lps)
Inodoro	3	5	15	0.62	9.30	0.58

### 8.4.4 Cálculo de la red

El cálculo de caudal para cada tramo se realiza con la ecuación 14.

$$Q = 0,13(4)^{0,669} = 0.28 \text{ L/s}$$

Posterior al cálculo del gasto en cada tramo, se calculó el diámetro de tubería, esto de manera similar que en el diseño para tuberías de agua potable, la sección transversal de tubería es inversamente proporcional a la velocidad, dicho esto, se debe tener el cuidado en la selección del diámetro. Luego se calculó el radio hidráulico en cada tramo de tubería con la ecuación 30.

$$R_h = \frac{50\text{mm}}{4} = 12.5\text{mm} \approx 0.0125\text{m}$$

$$R_h = \frac{100\text{mm}}{4} = 25.0\text{mm} \approx 0.0250\text{m}$$

El cálculo de la velocidad en la tubería se realizó por medio de la fórmula de Manning. La pendiente se propuso de tal forma que la velocidad se encuentre en el rango de velocidades permisibles establecidas en el código de instalaciones hidráulicas y sanitarias de Costa Rica. Para ambas redes se propone el uso de tubos de PVC, cuyo valor de coeficiente de rugosidad de Manning es de 0.009.

#### 8.4.4.1 Cálculo de la red para aguas grises

Se presenta la tabla de resultados para cada tramo.

Tabla 28 Cálculo de caudales y velocidades de aguas grises por tramo

Tramo		Artefactos tramo	Artefactos acumulados	U. M. tramo	U. M. acumulado	F.Uso	Total UM	Gasto (L/s)	Diámetro (mm)	R/h (m)	Pendiente (m/m)	n (-)	Velocidad (m/s)	
C.C.1 <sup>8</sup>	CR-1	3	3	4	4	0.8	3.2	0.28	50	0.0125	0.02	0.009	0.85	
Baños 1	CR-1	3	3	6	6	0.8	4.8	0.37	50	0.0125	0.16	0.009	2.39	
	CR-1	CR-2	2	5	4	8	0.62	4.96	0.38	50	0.0125	0.11	0.009	1.98
C.C.2	CR-2	3	3	4	4	0.8	3.2	0.28	50	0.0125	0.12	0.009	2.07	
Baños comunes	CR-2	3	3	6	6	0.8	4.8	0.37	50	0.0125	0.16	0.009	2.39	
CR-2	Biojardinera	0	11	0	18	0.49	8.9	0.56	50	0.0125	0.02	0.009	0.85	

Tramo		Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Coef. Manning	Pendiente (m/m)	VII (m/s)	QII (m <sup>3</sup> /s)	Qd/QII	V/VII	Vd (m/s)	Y/D	
C.C.1	CR-1	0.28	0.009	0.02	0.85	1.66	0.17	0.520	0.44	0.232	
Baños 1	CR-1	0.37	0.009	0.16	2.39	4.70	0.08	0.520	1.24	0.232	
	CR-1	CR-2	0.38	0.009	0.11	1.98	3.90	0.10	0.292	0.58	0.092
C.C.2	CR-2	0.28	0.009	0.12	2.07	4.07	0.07	0.520	1.08	0.232	
Baños comunes	CR-2	0.37	0.009	0.16	2.39	4.70	0.08	0.520	1.24	0.232	
CR-2	Biojardinera	0.56	0.009	0.02	0.85	1.66	0.34	0.540	0.46	0.248	

<sup>8</sup> Conjunto de cabañas 1





Ilustración 17 Red de aguas grises

#### 8.4.4.2 Cálculo de la red para aguas negras

Se presenta la tabla de resultados para cada tramo.

Tabla 29 Cálculo de caudales y velocidades de aguas negras por tramo

Tramo		Artefactos tramo	Artefactos acumulados	U. M. tramo	U. M. acumulado	F. Uso	Total UM	Gasto (L/s)	Diámetro (mm)	R/h (m)	Pendiente (m/m)	n (-)	Velocidad (m/s)
C.C.1	CR-3	2	2	5	5	0.10	0.50	0.08	100	0.025	0.02	0.009	1.34
CR-3	CR-4	0	2	0	5	0.10	0.50	0.08	100	0.025	0.07	0.009	2.51
CR-4	CR-5	0	2	0	5	0.10	0.50	0.08	100	0.025	0.07	0.009	2.51
CR-5	CR-6	0	2	0	5	0.10	0.50	0.08	100	0.025	0.07	0.009	2.51
C.C.2	CR-6	2	2	5	10	0.10	1.00	0.13	100	0.025	0.07	0.009	2.51
Baños comunes	CR-6	1	1	5	15	0.10	1.50	0.17	100	0.025	0.07	0.009	2.51
CR-6	CR-7	0	5	0	15	0.62	9.30	0.58	50	0.0125	0.11	0.009	1.98

Tramo		Caudal	Coef. Manning	Pendiente	VII	QII	Qd/QII	V/VII	Vd	Y/D
C.C.1	CR-3	0.08	0.009	0.02	1.34	10.55	0.01	0.520	0.70	0.232
CR-3	CR-4	0.08	0.009	0.07	2.51	19.74	0.00	0.520	1.31	0.232
CR-4	CR-5	0.08	0.009	0.07	2.51	19.74	0.00	0.292	0.73	0.092
CR-5	CR-6	0.08	0.009	0.07	2.51	19.74	0.00	0.520	1.31	0.232
C.C.2	CR-6	0.13	0.009	0.07	2.51	19.74	0.01	0.520	1.31	0.232
Baños comunes	CR-6	0.17	0.009	0.07	2.51	19.74	0.01	0.540	1.36	0.248
CR-3	CR-7	0.58	0.009	0.11	3.15	24.75	0.02	1.540	4.85	1.248

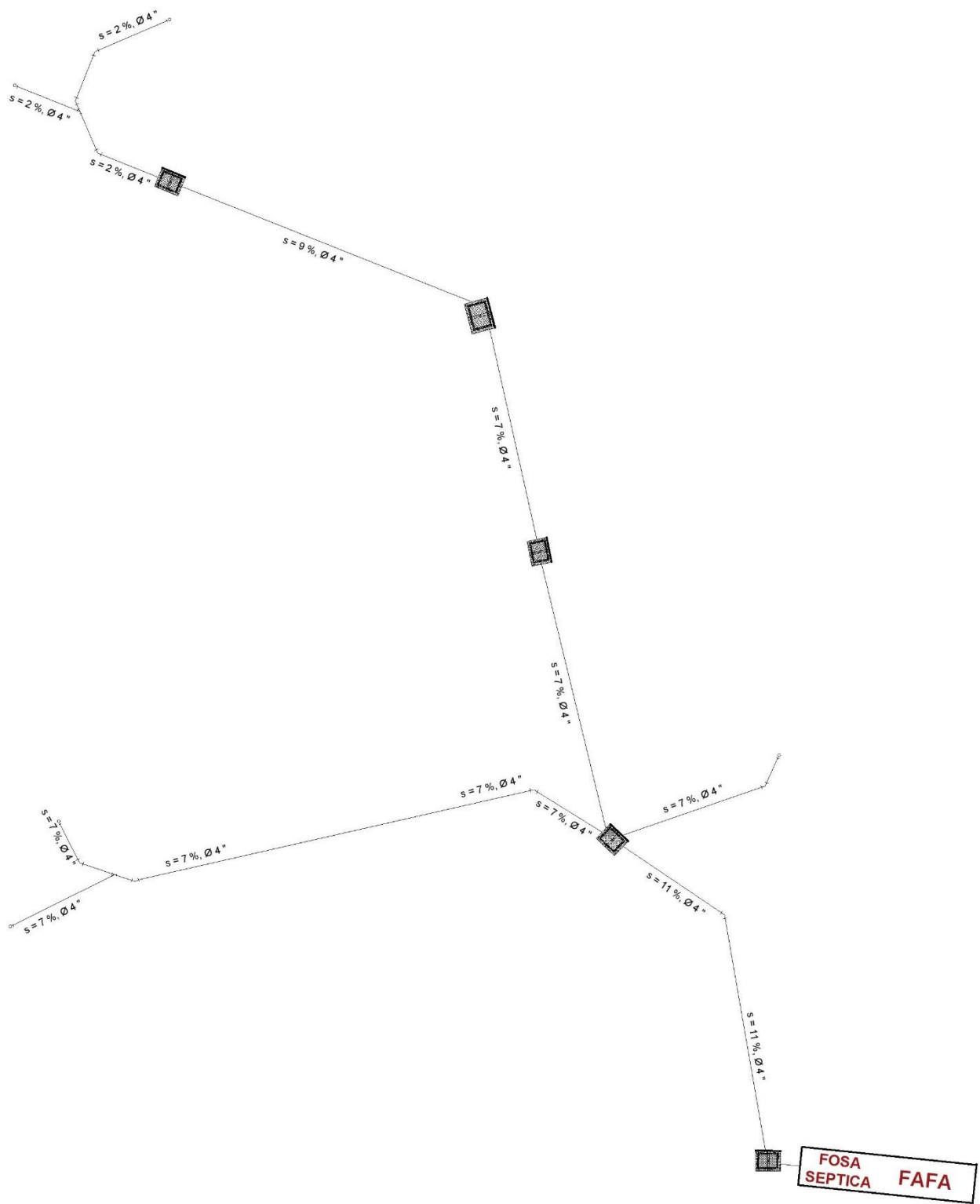


Ilustración 18 Red de aguas negras

#### 8.4.5 Cajas de registro (CR)

El sistema de agua residual cuenta en su totalidad con ocho cajas de registros, de la CRS-1 a la CRS-2 corresponden a la red de aguas grises, y las restantes a la red de aguas negras. En la tabla siguiente se encuentran las dimensiones propuestas para cada una de las cajas de registro.

Tabla 30 Dimensiones de cajas de registro

Cajas de registro	Dimensiones interiores		
	Profundidad (m)	Ancho (m)	Base (m)
CRS-1	0.53	0.40	0.50
CRS-2	0.90	0.50	0.65
CRS-3	0.70	0.40	0.50
CRS-4	0.60	0.40	0.50
CRS-5	0.71	0.40	0.50
CRS-6	0.57	0.50	0.65
CRS-7	0.76	0.40	0.50
CRS-8	0.53	0.40	0.50
CRS-9	0.36	0.30	0.60

#### 8.4.6 Cálculos topográficos de la red propuesta

Una vez trazado el sistema de redes de aguas residuales, y teniendo el diámetro y pendiente de las tuberías, así como la ubicación y dimensión de las cajas de registro, se procedió a calcular los niveles de tapa, de entrada y salida, correspondiente a cada caja de registro. Se presenta el ejemplo de cálculo para aguas grises, tomando el tramo CRS-1 a CRS-2.

1. Niveles de tapa: Cálculo del nivel de tapa para la CRS-1

$$NT = 928.00$$

2. Caída de la tubería

$$\text{Caída de tubería} = 27.88\text{m} \cdot 11\% = 3.07\text{m}$$

3. Nivel de entrada invert

$$NE = 927.47 - (27.88\text{m} * 11\%) = 924.40\text{m}$$

4. Nivel de salida invert: Cálculo del nivel de salida para la CRS-2

$$NE1 = 924.90$$

$$NE2 = 924.09$$

$$NE3 = 924.43$$

$$NS = 924.09 - 0.03m = 924.07m$$

A continuación, se presenta la tabla de resultados de los niveles de las cajas de registro para aguas grises.

Tabla 31 Cálculos topográficos red de aguas grises

Tramo		Longitud (m)	Pendiente (m)	Diámetro (mm)	Nivel de tapa (m)	Nivel de entrada invert (m)	Nivel de salida invert (m)
Nodo inicial	Nodo final						
Cabaña 1	CRS-1	0.83	0.02	50	928	927.50	927.47
Cabaña 2		3.37	0.02	50		927.50	
Baño 1		1.83	0.02	50		927.50	
CRS-1	CRS-2	27.88	0.11	50	924.9	924.40	924.06
Cabaña 3,4 y baño 3		12.92	0.12	50		924.09	
Baño 2		6.70	0.16	50		924.43	

A continuación, se presenta la tabla de resultados de los niveles de las cajas de registro para aguas negras.

Tabla 32 Cálculos topográficos red de aguas negras

Tramo		Longitud (m)	Pendiente (m/m)	Diámetro (mm)	Nivel de tapa (m)	Nivel de entrada invert (m)	Nivel de salida invert (m)
Nodo inicial	Nodo final						
Cabaña 1 y 2	CRS - 3	3.33	0.02	100	928	927.50	927.47
CRS - 3	CRS - 4	8.52	0.09	100	927	926.63	926.6
CRS - 4	CRS - 5	5.88	0.07	100	926	925.90	925.4
CRS - 5	CRS - 6	7.42	0.07	100	925.15	924.88	924.44
Baños 2		4.13	0.07	100		924.67	
Cabaña 3 y 4		13.36	0.07	100		924.87	
CRS - 6	CRS - 7	9.87	0.11	100	925.15	924.87	924.44

Continuación de tabla 32

Tramo		Longitud (m)	Pendiente (m/m)	Diámetro (mm)	Nivel de tapa (m)	Nivel de entrada invert (m)	Nivel de salida invert (m)
Nodo inicial	Nodo final						
CRS - 7	Fosa séptica	0.53	0.02	100	923.50	922.96	922.93
CRS - 8	CRS - 9	9.42	0.30	100	923.50	922.77	922.74
CRS - 9	Zanjas de infiltración	1.77	0.02	100	921.00	920.67	920.64

## 8.5. Tratamiento de aguas residuales

Se propuso que el tratamiento tanto de las aguas grises, como las aguas negras se realice con sistemas diferentes. En el caso de las aguas grises, se propone un tratamiento por medio de biojardineras; en el caso de las aguas grises provenientes de los fregaderos del área de cocina, se propone que estas pasen por una fase de pretratamiento utilizando trampas de grasas. Por otra parte, para el tratamiento de las aguas negras, se realizaron dos propuestas, la primera consiste en el uso de una fosa séptica (como tratamiento primario) en combinación con un filtro anaeróbico de flujo ascendente (como tratamiento secundario) y la segunda consiste en el uso de un biodigestor; ambas propuestas fueron evaluadas para elegir la mejor alternativa.

### 8.5.1 Tratamiento de aguas grises

Tal como se ha mencionado anteriormente, para el tratamiento de aguas grises se ha propuesto el uso de una biojardinera. En el caso de las aguas provenientes de fregaderos, antes de llegar a la biojardinera, debe de recibir un tratamiento preliminar, el cual tiene el objetivo de disminuir la carga de grasas contenida en el agua, para tal fin, se ha propuesto el uso de trampas de grasa.

#### 8.5.1.1 Dimensionamiento de trampa de grasa

El primer paso en el dimensionamiento de la trampa de grasa fue calcular los gastos procedentes de los artefactos cocina, en este caso el fregadero, para ello se empleó el método de Hunter. A continuación, se presenta la tabla de resultados.

Tabla 33 Cálculo de caudal fregadero de cocina

Accesorios	UA	Numero	Total UM	F.U.	Totales (UM)	Gastos (Lps)
Fregadero de Cocina	2	1	2	1	2.00	0.21

Las normas del INAA establece que los tiempos de retención para las trampas de grasas varían de 15 a 30 min, para efecto de este estudio, se propuso un tiempo de retención de 30 min. El siguiente paso consistió en el cálculo de volumen de la trampa de grasa, para ello se usó la ecuación 32.

$$v_t = 0.21 \text{ Lps} \cdot \frac{1}{1000} \text{ m}^3 \cdot 1800 \text{ s} = 0.37 \text{ m}^3$$

El cálculo de la longitud de la trampa de grasa se efectuó con la ecuación 33, para ello se ha propuesto un ancho de 0.5 m.

$$L = 1.8 \cdot 0.5 \text{ m} = 0.9 \text{ m}$$

La altura de trampa de grasa se calculó con la ecuación 34.

$$H = \frac{0.37 \text{ m}^3}{1.5 \cdot 0.5^2} = 0.99 \text{ m}$$

La altura total se calculó aplicando la ecuación 35.

$$H_t = 0.99 \text{ m} + 0.15 \text{ m} = 1.14 \text{ m}$$

A continuación, se presenta la tabla de resultados para el dimensionamiento de la trampa de grasas.

Tabla 34 Dimensiones de trampa de grasas

Longitud de trampa de grasas (m)	L	0.9
Volumen trampa de grasa (m <sup>3</sup> )	v <sub>t</sub>	0.37
Altura de trampa de grasas (m)	H	0.99
Altura total (m)	H <sub>t</sub>	1.14

### 8.5.1.2 Dimensionamiento de biojardinera

El siguiente paso, fue el dimensionamiento de la biojardinera, para ello, la norma establece que aproximadamente el 80% del agua entrante al sistema de agua potable, se convierte en aguas residuales, dicho esto, se calculó el gasto de aguas servidas.

$$Q_{\text{serv}} = 80 \% \text{ CD}$$

$$Q_{\text{serv}} = 80 \% \cdot 3380 \text{ Lps} = 2704 \text{ lpd} \approx 2.7 \text{ m}^3/\text{d}$$

El cálculo de la velocidad de reacción se efectuó con la ecuación 36. Revisando los datos meteorológicos proporcionados por INETER. para la zona en estudio, en este caso el departamento de Jinotega, se determinó una temperatura de 20° C.

$$k_r = 1.19 \text{ d}^{-1} (1.06^{(20-20)}) = 1.19 \text{ d}^{-1}$$

El tiempo de detención se calculó con la ecuación 37. Para efectos de cálculo, se propone un DBO entrante y saliente de 250 mg/L y 15 mg/L respectivamente.

$$t = \frac{-\ln\left(\frac{15 \text{ mg/L}}{250 \text{ mg/L}}\right)}{1.19 \text{ d}^{-1}} = 2.36 \text{ d} \approx 3 \text{ d}$$

Una vez realizado el cálculo, se verificó que se ha cumplido con las normas, ya que éstas establecen que el tiempo de detención debe encontrarse en un rango de entre 2 y 4 días. El siguiente paso, fue el cálculo de la tasa de carga orgánica, para ello se utilizó la ecuación 38. Se propuso una profundidad para la biojardinera de 0.7 m; la porosidad efectiva se tomó de la tabla 2 y se propuso el uso de agregados gruesos, cuyo valor correspondiente es de 0.45.

$$L_{\text{org}} = \frac{15 \text{ mg/L} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot 0.45}{3 \text{ d}} = 1.58$$

El área de terreno que será necesaria para la construcción de la biojardinera está dada por la ecuación 39.

$$A_s = \frac{2.7 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 3 \text{ d}}{0.45 \cdot 0.7 \text{ m}} = 20.26 \text{ m}^2$$

El ancho de la biojardinera se calculó mediante la ecuación 40. La norma establece que la relación largo/ancho de la biojardinera se encuentre en un rango de entre 2:1 a 4:1, para efectos de cálculo, se propuso una relación de 3:1.



$$W = \left( \frac{20.26 \text{ m}^2}{3 \text{ m}} \right)^{1/2} = 3.38 \text{ m}$$

La longitud que tendrá esta, se calculó mediante la ecuación 41.

$$l = \frac{20.26 \text{ m}^2}{3.38 \text{ m}} = 6 \text{ m}$$

A continuación, se muestra la tabla de resultados para el dimensionamiento de la biojardinera.

Tabla 35 Dimensiones de la biojardinera

Velocidad de reacción (-)	Kr	1.19
Tiempo de retención (d)	t	3.00
Tasa orgánica (-)	Lorg	1.58
Área de terreno (m <sup>2</sup> )	A	20.26
Ancho de biojardinera (m)	W	3.38
Longitud de biojardinera (m)	L	6.00

## 8.5.2 Tratamiento de aguas negras

Como se mencionó anteriormente, para el tratamiento de aguas negras, se evaluó el uso de dos tipos de sistema, para ambos casos se realizó su respectivo cálculo y dimensionamiento y finalmente se eligió la propuesta más viable. El primer sistema evaluado corresponde al uso de una fosa séptica en combinación con un filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA) y el segundo sistema evaluado, contempla el uso de un biodigestor. A continuación, se presentan los cálculos correspondientes a la primera alternativa.

### 8.5.2.1 Fosa séptica más FAFA

1. Tratamiento primario: a continuación, se presentan los cálculos correspondientes a la fosa séptica.

Tabla 36 Dimensiones de tanque séptico

Volumen de agua residual (L)	Var	2704
Volumen de lodos (L)	V <sub>lodos</sub>	405.6
Volumen de natas (L)	V <sub>nata</sub>	270.4
Volumen total de tanque séptico (m <sup>3</sup> )	VT	3.38
Altura propuesta (m)	H	1.50
Área (m <sup>2</sup> )	A	2.25
Relación L/B	R L/B	2.00
Ancho (m)	B	1.06
Longitud (m)	L	2.1
Longitud de cámaras (m)	L1	1.4
	L2	0.71

1. Tratamiento secundario: a continuación, se presentan los cálculos correspondientes al FAFA.

Tabla 37 Dimensiones del FAFA

Volumen (m <sup>3</sup> )	V	4.33
Área (m <sup>2</sup> )	A	2.88
Profundidad propuesta (m)	H	1.50
Ancho (m)	B	1.06
Longitud (m)	L	2.72

### 8.5.2.2 Biodigestor

Esta fue la segunda alternativa evaluada. Para el dimensionamiento del biodigestor, se tomó en cuenta la cantidad de excretas, así como el volumen de orina que puede producir una persona por día. Con relación a la cantidad de excretas se determinó una cantidad de 150 g/pd y un volumen de orina de 1400 ml/pd; otro de los parámetros que se tomó en cuenta, fue el consumo promedio por descarga de inodoro, el cual es de 5 L. Cabe destacar que, para estas actividades, se propuso un factor de recurrencia de dos veces por día. A continuación, se presentan los cálculos.

1. Cálculo del caudal teórico

$$Q_{teorico} = 5 L \cdot (150 \text{ g}/_{pd} \cdot 38 * 2) + (1400 \text{ mL}/_{pd} \cdot 38 * 2) = 163.4 L/d \approx 0.16 \text{ m}^3/d$$

## 2. Cálculo del tiempo de retención hidráulica

$$TRH = -55.227 \cdot \ln(20 \text{ }^\circ\text{C}) + 206.72 = 40 \text{ d}$$

## 3. Volumen de biodigestor

$$V = 40 \text{ d} \cdot 0.16 \text{ m}^3/\text{d} = 6.54 \text{ m}^3$$

### 8.5.2.3 Elección del sistema de tratamiento

Habiendo diseñado y calculado los sistemas de tratamiento de aguas negras, se procedió a evaluar cuál de las dos alternativas es la más viable, para ello se evaluaron parámetros como la funcionalidad, la seguridad y la economía; como resultado de esto, ambos sistemas propuestos cumplieron los parámetros de funcionalidad y seguridad, siendo la economía el indicador decisivo para su escogencia. Para hacer la comparativa económica entre ambos sistemas de tratamiento, primeramente, se procedió a calcular los costos correspondientes a la construcción de una fosa séptica + FAFA (Ver tablas de presupuesto en anexo 1), dicho costo se comparó con el de los sistemas prefabricados existentes en el mercado. En la siguiente tabla puede observarse la comparación de costos entre un sistema y otro.

Tabla 38 Comparativa de costos para fosa séptica + FAFA

<b>Fosa séptica + FAFA</b>	<b>Costo U\$</b>
Sistema de mampostería	2,275.05
Sistema Prefabricado, PLASTITANK, capacidad 10000 L	4,778.14

Una vez, realizada la comparativa, se propuso la construcción de la fosa séptica + FAFA, esto, debido que su costo de construcción es mucho menor en comparación al costo del sistema prefabricado.

El siguiente paso, fue seleccionar una de las dos propuestas de diseño, ya que, como se mencionó antes, en este caso el factor económico fue el que determinó la elección de un sistema u otro, se realizó un comparativa entre el costo de ambos sistemas de tratamiento tal como puede apreciarse en la tabla siguiente.

Tabla 39 Costos de sistemas de tratamiento aguas negras

<b>Sistema</b>	<b>Costo (U\$)</b>
Fosa séptica + FAFA PLASTITANK 10000 L	2,275.05
Biodigestor PLASTITANK, 7000 L	5,031.51

Finalmente, como sistema de tratamiento se eligió el uso de la fosa séptica + FAFA, ya que, como pudo apreciarse en la tabla 39, la construcción de la fosa séptica + FAFA representa un menor costo que un biodigestor.

## **8.6. Disposición final**

Para la disposición final de las aguas tratadas se ha propuesto la construcción de zanjas de infiltración, a continuación, se muestra el procedimiento de cálculo y diseño.

### **8.6.1 Prueba de infiltración**

Como primer paso se realizó una prueba de infiltración en el punto de interés, esto con el objetivo de determinar la capacidad de infiltración del suelo. La prueba de infiltración se realizó siguiendo el procedimiento descrito en el Manual de Saneamiento de la Secretaría de Salubridad y Asistencia de México, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 40 Prueba de infiltración

<b>Lectura</b>	<b>H (plg)</b>	<b>Tiempo Acumulado (min)</b>	<b>Tiempo (min)</b>
1	1	09:00	
			09:00
2	2	21:00	
			12:00
3	3	33:00	
			13:00
4	4	46:00	
			15:00

En donde, para la condición más desfavorable con un tiempo de infiltración promedio de 12.25 min, corresponde una tasa de infiltración 86.55 L/m<sup>2</sup>×día.

### 8.6.2 Dimensionamiento de la zanja de infiltración

En las normativas utilizadas, se establece que aproximadamente el 80 % del agua entrante al sistema de agua potable, se convierte en agua residual, por lo que se tiene:

$$Q_{serv} = 80 \% \cdot 3380 \text{ Lps} = 2704 \text{ Lpd} \approx 2.70 \text{ m}^3/\text{d}$$

Se propuso una zanja con un ancho de 0.7 m y una profundidad de 0.8 m. Partiendo de esto, se procedieron a calcular los demás parámetros, entre estos, el área de infiltración, la cual se calculó mediante la ecuación 58.

$$A_i = \frac{2704 \text{ Lpd}}{86.55 \text{ L/m}^2 \times \text{d}} \rightarrow A_i = 31.24 \text{ m}^2$$

La longitud total de la zanja se calculó mediante la ecuación 59.

$$L_z = \frac{31.24 \text{ m}^2}{0.7 \text{ m}} \rightarrow L_z = 44.63 \text{ m}$$

De acuerdo con las especificaciones técnicas para el diseño de zanjas y pozas de infiltración, la longitud deseable para este tipo de zanjas es de 20 m, por lo que se propone la construcción tres zanjas de infiltración en paralelo, cada una con una longitud de 14.88 m. en la tabla 41 se encuentran resumidos los parámetros de diseño de la zanja de infiltración.

Tabla 41 Dimensiones de zanja de infiltración

Caudal (LPD)	Q	2704
Tasa de Infiltración (L/m <sup>2</sup> /d)		86.55
Ancho de zanja (m)	B <sub>z</sub>	0.70
Altura de zanja (m)	H <sub>z</sub>	0.80
Área de infiltración (m <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub>	31.24
Longitud total de zanja (m)	L <sub>z</sub>	44.63
Número de zanjas en paralelo (und)		3.00
Longitud de cada una de las zanjas (m)	L	14.88

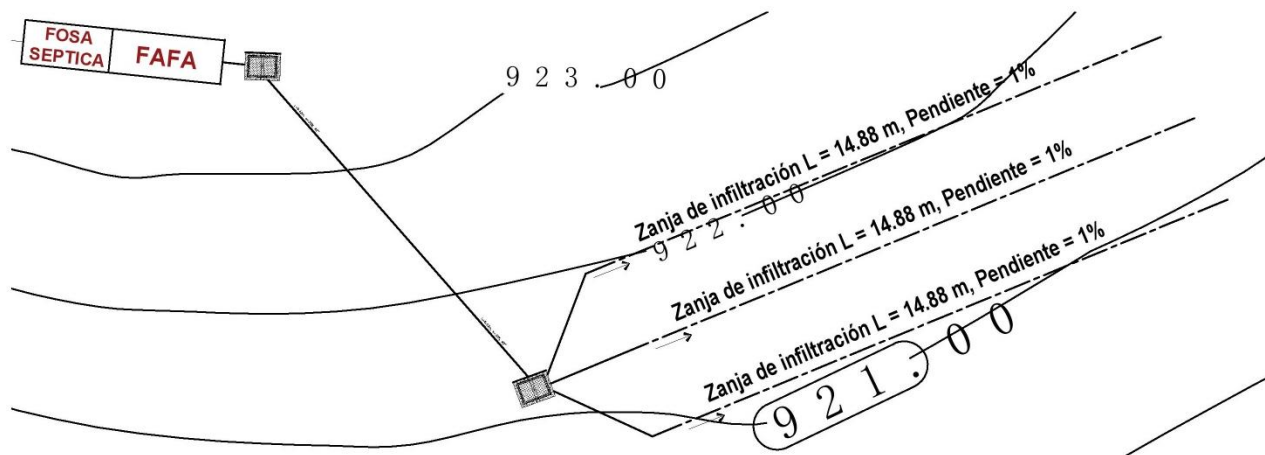


Ilustración 19 Zanjas de infiltración

### 8.7. Ventilación sanitaria

Se ubicaron tuberías de ventilación en los ramales verticales que dan servicio a la batería de baños ubicados en la edificación. El cálculo del diámetro de la tubería de ventilación se determinó conociendo el diámetro de la tubería de aguas residuales, las unidades de descarga y la longitud horizontal que da servicio hasta el último artefacto.

## 8.8. Estudio de suelo

### 8.8.1 Uso de suelo

La comunidad de Los Cerrones, así como gran parte del departamento de Jinotega se dedica a la agricultura, específicamente al cultivo de café, plátano y bananas. La finca El Delirio no está exento de esto, en esta se producen alrededor de 700 qq de café pergamino al año, siendo el cultivo de café la actividad más desempeñada.

### 8.8.2 Tipo de suelo

Se realizaron sondeos manuales en dos puntos de interés, uno de estos se realizó, en el sitio donde se construirán las zanjas de infiltración, a este punto se le asignó el nombre de Punto N° 1; el siguiente sondeo se realizó en el lugar donde se construirá el tanque de almacenamiento, a este punto se le asignó el nombre de Punto N° 2.

Se extrajo un total de cinco muestras (una muestra por cada estrato encontrado), tres de las cuales pertenecen al punto número uno y las restantes, pertenecientes al punto número dos. A cada muestra se le realizaron los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, con el objetivo de conocer el tipo de suelos.

A continuación, se presenta los cálculos correspondientes al estudio de suelo, los que corresponden a granulometría, límite líquido y plástico.

#### 8.8.2.1 Sondeo uno

##### 8.8.2.1.1 Muestra: 1

Profundidad: 0.00 m – 0.60 m

#### a) Granulometría

Tabla 42 Estrato S1-M19, retenido en el tamiz n°4

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)
IA21N	162.0	1467.2	1305.2

Tabla 43 Análisis granulométrico del estrato S1-M1 retenido por el tamiz n°4

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
1"	29.3	2.25%	2.25%	97.75%
3/4"	0.0	0.00%	2.25%	100.00%
1/2"	23.1	1.77%	4.02%	98.23%
3/8"	19.3	1.48%	5.49%	98.52%
n° 4	298.2	22.85%	28.35%	77.15%
Pasa n°4	935.0	71.65%	100.00%	28.35%
Sumatoria	1304.9			

Tabla 44 Estrato S1-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)	Peso seco lavado (g)
32-A	54.0	134.4	80.4	16.8

Tabla 45 Análisis granulométrico del estrato S1-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
n° 10	2.0	2.49%	2.49%	97.51%
n° 40	6.4	7.96%	10.45%	92.04%
n° 200	8.4	10.45%	20.90%	89.55%
Pasa n° 200	63.6	79.10%	100.00%	20.90%
Sumatoria	80.4			

## b) Límites de Atterberg

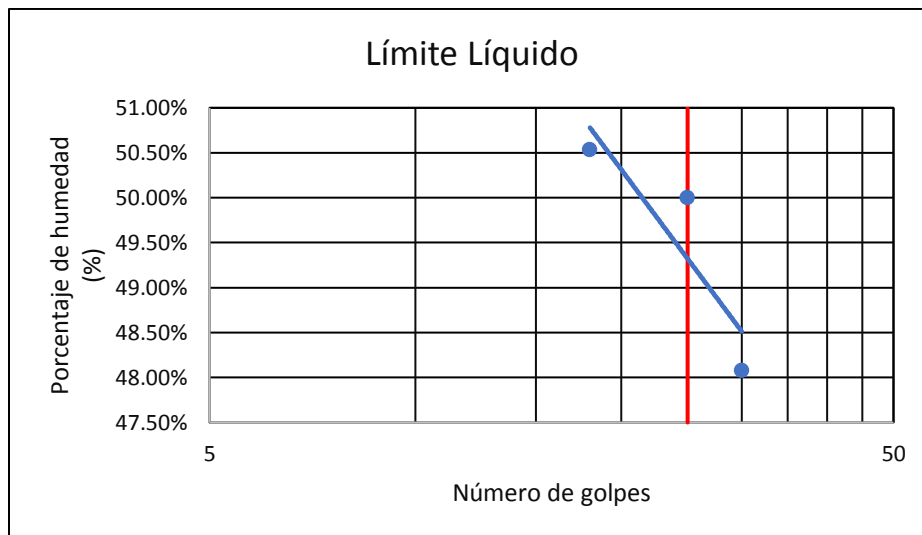
A todas las muestras se le realizaron los ensayos correspondientes que permitieron determinar el límite líquido, límite plástico y posteriormente realizar el cálculo del índice plástico. La determinación de estos límites es fundamental para poder realizar la clasificación de los suelos. Estos ensayos se realizaron de acuerdo con las especificaciones ASTM D – 4318. Para la primera muestra, los resultados obtenidos en ambas pruebas se verán reflejados en la siguiente tabla.



Tabla 46 Límites líquido y plástico S1-M1

Límite Líquido								
N° de muestra	Código de tara	Número de golpes	Peso de tara (g)	Peso de tara + material húmedo (g)	Peso de tara + material seco (g)	Peso de agua (g)	Peso seco (g)	Porcentaje de humedad (%)
1	A-19	30	21.8	37.2	32.2	5.0	10.4	48.08%
2	A-14	25	21.8	38.0	32.6	5.4	10.8	50.00%
3	A-13	18	22.1	36.1	31.4	4.7	9.3	50.54%
Límite Plástico								
1	A-35	-	21.8	31.6	28.6	3.0	6.8	44.12%
2	H-26	-	21.9	31.4	28.5	2.9	6.6	43.94%

Para el cálculo del límite líquido, se representó de manera gráfica la relación entre el contenido de agua entre el porcentaje de humedad y el correspondiente número de golpes, en un gráfico semilogarítmico. Se dibujó una línea recta entre los mejores tres puntos marcados, como puede apreciarse en la siguiente gráfica.



Para la realización del gráfico se utilizó el software Microsoft Excel, por otra parte, para la determinación del límite líquido (y para obtener una mayor precisión en el cálculo), mediante el programa, se generó la ecuación de la recta; una vez que se obtuvo la ecuación de la recta se sustituye "x" por el valor de 25 (que representa la intersección de los 25 golpes) y al realizar el cálculo se obtiene el valor para "y" el cual, a su vez,

corresponde al valor del límite líquido. El proceso antes descrito, se verá ejemplificado a continuación:

Ecuación de la recta:

$$y = -0.044 * \ln(x) + 0.6361$$

Sustituyendo en la ecuación

$$y = -0.044 * \ln(25) + 0.6361 \rightarrow y = 0.49$$

Donde “y” equivale al valor del límite líquido (LL), por tanto  $y = LL$

$$LL = 0.49 * 100 \rightarrow LL = 49 \%$$

Para el cálculo del límite plástico, únicamente se calculó el promedio de los dos contenidos de humedad (redondeándolo al número entero más próximo), este promedio equivale al valor del límite plástico y el procedimiento de cálculo se verá reflejado a continuación.

$$LP = \frac{44.12\% + 43.94\%}{2} \rightarrow LP = 44 \%$$

El índice plástico, se calculó como la diferencia entre el límite líquido límite plástico como se verá reflejado a continuación:

$$IP = LL - LP \rightarrow IP = 49\% - 44 \% \rightarrow IP = 5 \%$$

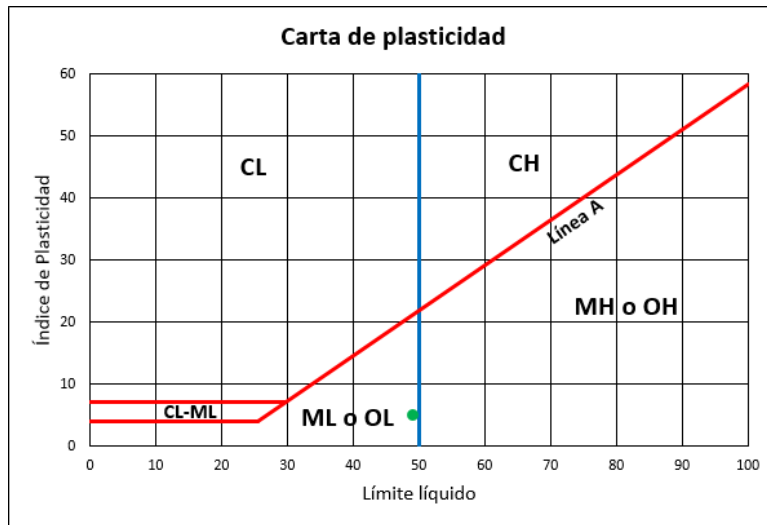
Los resultados se han resumido en la siguiente tabla:

Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico
49%	44%	5%

### c) Clasificación

Una vez realizadas las pruebas de granulometría y límites, se procedió a realizar la clasificación de las muestras. La clasificación se realizó de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y para ello se utilizará la carta de plasticidad, ya que, dados los resultados de los ensayos de granulometría, se tienen

suelos finos. Para obtener una mayor precisión en los resultados, se procedió a elaborar la carta de plasticidad mediante el software Microsoft Excel, en donde, el punto de color verde corresponde a la muestra que se clasificó. El gráfico utilizado se verá reflejado a continuación.



Como se aprecia en la gráfica anterior, la muestra se encuentra por debajo de la línea A, y a la izquierda de la línea (), por tanto, la muestra analizada es un limo de baja plasticidad y se simboliza por las letras ML. Todas las muestras se trabajaron utilizando los mismos métodos y procedimientos de cálculo. Muestras restantes, ver en anexo 1.

### 8.8.2.2 Resultados

Se pudo determinar que todas las muestras analizadas corresponden a suelos limosos. La clasificación se realizó en base a las normativas estipuladas por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 47 Clasificación de estratos

Estrato	Clasificación
S1-M1	ML: Limo de baja plasticidad
S1-M2	MH: Limo de alta plasticidad
S1-M3	MH: Limo de alta plasticidad
S2-M1	MH: Limo de alta plasticidad
S2-M1	MH: Limo de alta plasticidad

## 8.9. Presupuesto

<b>Presupuesto instalaciones hidrosanitario eco albergue El Delirio</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario (\$)</b>	<b>Total (\$)</b>
<b>Artefactos sanitarios</b>				
Lavadero	und	1	127.48	127.48
Inodoro	und	5	134.90	674.50
Lavamanos	und	5	80.65	403.25
Pantry con accesorios	und	1	157.60	157.60
Llave de chorro	und	3	8.60	25.80
Duchas	und	3	59.00	177.00
<b>Sistema de distribución de agua potable</b>				
Tubo PVC 12 mm (1/2")	und	10	3.53	35.30
Tubo PVC 18 mm (3/4")	und	6	4.39	26.34
Tubo PVC 31 mm (1 1/4")	und	4	12.71	50.84
Tubo PVC 38 mm (1 1/2")	und	14	16.30	228.20
Codo liso PVC 12 mm (1/2") x 90°	und	27	0.21	5.67
Codo liso PVC 18 mm (3/4") x 90°	und	2	0.28	0.56
Codo liso PVC 18 mm (3/4") x 45°	und	1	0.32	0.32
Codo liso PVC 31 mm (1 1/4") x 45°	und	2	0.52	1.04
Codo liso PVC 38 mm (1 1/2") x 45°	und	1	0.84	0.84
Codo rosca PVC 12 mm (1/2") x 90°	und	4	0.21	0.84
Tee lisa PVC 12 mm (1/2") BL	und	4	0.23	0.92
Tee lisa PVC 18 mm (3/4") BL	und	7	0.38	2.66
Tee lisa PVC 31 mm (1 1/4") BL	und	5	1.07	5.35
Tee lisa PVC 38 mm (1 1/2") BL	und	2	1.37	2.74
Reductor PVC 38 mm (1 1/2") x 12 mm (1/2") BL	und	1	0.67	0.67
Reductor PVC 38 mm (1 1/2") x 18 mm (3/4") BL	und	1	0.44	0.44
Reductor PVC 38 mm (1 1/2") x 31 mm (1 1/4") BL	und	1	0.43	0.43
Reductor PVC 31 mm (1 1/4") x 12 mm (1/2") BL	und	4	0.37	1.48
Reductor PVC 31 mm (1 1/4") x 18 mm (3/4") BL	und	2	0.58	1.16
Reductor PVC 18 mm (3/4") x 12 mm (1/2") BL	und	12	0.13	1.56
Cruz lisa PVC 18 mm (3/4")	und	1	0.85	0.85
Unión lisa PVC 12 mm (1/2") BL	und	0	0.13	0.00
Unión lisa PVC 18 mm (3/4") BL	und	2	0.24	0.48
Unión lisa PVC 31 mm (1 1/4") BL	und	2	0.37	0.74
Unión lisa PVC 38 mm (1 1/2") BL	und	12	0.52	6.24

Continuación

<b>Sistema de drenaje de agua pluvial</b>				
Canal pluvial PVC 75 mm (3") de 3 m de longitud	und	25	15.54	388.50
Codo liso PVC 75 mm (3") x 45°	und	32	3.15	100.80
Tubo PVC 75 mm (3")	und	20	10.10	202.00
Codo liso PVC 75 mm (3") x 90°	und	16	2.78	44.48
Unión lisa PVC 75 mm (3") BL	und	2	2.65	5.30
Bajante y accesorios PVC 75 mm (3")	und	16	5.76	92.16
Tapa para canal PVC 75 mm (3")	und	32	0.49	15.68
Soporte para canal PVC 75 mm (3")	und	160	0.80	128.00
Gaza para tubo PVC 75 mm (3")	und	48	0.49	23.52
Unión canoa a canoa	und	12	1.21	14.52
Canal de drenaje pluvial estacionamiento	und	1	586.74	586.74
Canal de drenaje pluvial secundario	und	1	419.27	419.27
Alcantarilla de concreto 300 mm (12")	und	3	13.33	39.99
Alcantarilla de concreto de 380 mm (15")	und	15	22.60	339.00
<b>Sistema de drenaje de aguas residuales</b>				
Tubo PVC 50 mm (2")	und	13	30.23	392.99
Tubo PVC 100 mm (4")	und	11	64.90	713.90
Codo liso PVC 50 mm (2") x 45°	und	13	1.45	18.85
Codo liso PVC 100 mm (4") x 45°	und	8	7.22	57.76
Codo liso PVC 50 mm (2") x 90°	und	14	1.80	25.20
Codo liso PVC 100 mm (4") x 90°	und	5	8.45	42.25
Yee lisa PVC 50 mm (2")	und	10	1.03	10.30
Yee lisa PVC 100 mm (4")	und	2	4.47	8.94
Tee lisa PVC 50 mm (2")	und	2	1.61	3.22
Unión lisa PVC 50 mm (2") BL	und	4	1.00	4.00
Unión lisa PVC 100 mm (4") BL	und	2	4.81	9.62
Rejilla de desagüe para suelo 50 mm (2")	und	5	3.56	17.80
<b>Cajas de registro</b>				
Caja de registro sanitario	und	6	243.48	1460.88
Caja de registro pluvial	und	12	209.49	2513.88
<b>Equipos</b>				
Sistema de bombeo	und	1	422.00	422.00
Tanque de almacenamiento	und	1	965.00	965.00
Dosificador de agua	und	1	155.72	155.72
<b>Sistema de tratamiento</b>				
Trampa de grasa	und	1	318.41	318.41
Biojardinera	und	1	1978.75	1978.75
Fosa séptica + FAFA	und	1	2275.05	2275.05
<b>Total</b>				<b>15727.78</b>

## **CONCLUSIONES**

Las redes se propusieron con base en la selección del diseño, trazando la alternativa que fuese más económica, de fácil instalación y que cumpla con todos los parámetros estipulados a lo largo de todo el documento.

El rango de velocidades en la red de agua potable del complejo fue de velocidad mínima de diseño de 1.12 m/s y la máxima de 1.73 m/s. Para satisfacer la demanda del punto más alejado del complejo, se requiere una presión de 8.94 m. La topografía que presenta el terreno, permitió implementar redes de drenaje sanitario y pluvial por gravedad.

El rango de velocidades en las redes de aguas residuales del complejo, fue de velocidad mínima de diseño de 1.34 m/s y la máxima de 2.51 m/s para aguas negras, y velocidad mínima de diseño de 0.85 m/s y la máxima de 2.39 m/s para aguas grises.

Los presupuestos de los distintos sistemas propuestos han sido realizados considerando solo los costos directos, para lo cual se ha realizado un análisis de precios unitarios de los componentes del sistema y costo de mano de obra directa.

## **RECOMENDACIONES**

### **1. Agua potable**

Se recomienda utilizar tuberías de PVC con de cedula 13.5 para diámetros comerciales de ½", cedula 17 para el resto de diámetros de tuberías a presión.

Todos los sistemas serán probados para verificar su hermeticidad con el fin de asegurarse que no existan fugas en el sistema.

No se procederá a relleno de zanjas, sino hasta que los sistemas hayan sido probados y aceptados por el propietario o su representante.

El sistema de agua potable se enjuagará y luego se someterá a desinfección con solución de material clorinante a una concentración mínima de 50 ppm.

Se recomienda consultar a un especialista de análisis estructural para que este realice el diseño de la base de concreto que soportará el tanque de almacenamiento de agua potable.

### **2. Aguas pluviales**

Para la tubería de drenaje pluvial, se recomienda utilizar tubería de PVC SDR-32.5. Toda la tubería será de PVC, a menos que se indique lo contrario.

Garantizar la limpieza y remoción eventualmente de cualquier desperdicio o basura en la superficie de tránsito de los canales.

Para los bajantes, se necesita mayor resistencia por la caída de aguas y sólidos, por tal motivo, se recomienda utilizar tubería PVC SDR-32.5.

En las tuberías de drenaje, no se permitirá el uso de codos de 90° ni en tees sanitarias en posición horizontal; usar solamente accesorios de fabrica tipo dwv para el sistema de drenaje. Los ramales horizontales serán efectuados usando yees o codos de 45° o combinaciones de estas.

### **3. Aguas residuales**

Se recomienda seguir las indicaciones de los planos al momento de la instalación de las tuberías, principalmente asegurar la pendiente estipuladas en los planos para el correcto funcionamiento.

Revisar los sifones y sellos de agua, para que no haya filtración de olores ni retorno de líquidos.

Para la tubería de aguas residuales se recomienda utilizar tubería de PVC SDR-41, típica para uso sanitario de aguas negras.

En las tuberías de drenaje, no se permitirá el uso de codos de 90° ni en tees sanitarias en posición horizontal; usar solamente accesorios de fabrica tipo dwv para el sistema de drenaje. Los ramales horizontales serán efectuados usando yees o codos de 45° o combinaciones de estas.

### **4. Tratamiento de aguas residuales**

Se recomienda seguir paso a paso lo establecido en el manual de operación y mantenimiento de trampa de grasas y fosa séptica, contenido en anexo 3.



## REFERENCIAS

1. Aguado Crespo, F. Introducción a la Construcción. Edit. Pueblo y Educación. La Habana, 1987.
2. AGUIRRE, F. (2015): Abastecimiento de Agua Potable para Comunidades Rurales. Machala (Ecuador): Universidad Técnica de Machala, 1ra edición.
3. Alcaldía municipal de Managua. (2012). Reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua. Managua. Nicaragua.
4. MANUAL DE BIOJARDINERAS (2008). Instituto Nicaragüense de acueductos y alcantarillados INAA.
5. Castilla, E. (30 de Agosto de 2017). Fuentes de agua. SlideShare. Recuperado de: [https://es.slideshare.net/erick\\_castilla/fuentes-de-agua-79271688](https://es.slideshare.net/erick_castilla/fuentes-de-agua-79271688)
6. Estévez, Ricardo (24 de agosto de 2012). Ecolodge, experiencias desde el corazón de la naturaleza. Ecointeligencia. Recuperado de: <https://www.ecointeligencia.com/2012/08/ecolodge-turismo-corazon-naturaleza/>
7. Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales. Instituto Nicaragüense de acueductos y alcantarillados INAA.
8. Luna, R, & Tenorio, X, & Sánchez, A. (2012). Diseño de proyecto de agua potable para las comunidades de La Trinidad, San Luis y Santa Lucía del municipio de Diriamba, departamento de Carazo (Monografía). Universidad Nacional de Ingeniería, Managua, Nicaragua.
9. Martínez Miranda, Tania (16 de septiembre de 2011). Instalaciones Hidrosanitarias. SlidesShare. Recuperado de: <https://es.slideshare.net/TaniaMartinezMiranda/instalaciones-hidrosanitarias>
10. Machado, Esther. (Mayo de 2016). Acueductos y Cloacas: Disposición de aguas residuales. Recuperado de <https://es.slideshare.net/Esthercitamb/disposicin-de-aguas-residuales>.
11. Sergio Morales Talavera & Eysnerth Reyes Suárez. (2019). Diseño de instalaciones hidrosanitarias para el centro comercial "La Central". Trabajo Monográfico. Universidad de Ingeniería UNI. Managua.
12. Rodríguez Pérez C.A. (2017). Código de instalaciones hidráulicas en edificaciones. San José. Costa Rica. Publicado en la Gaceta, diario oficial.

## ANEXOS

### Anexo 1. Tablas

Tabla 48 Dotaciones mínimas

<b>Clase de edificación</b>	<b>Dotación (L/persona/d)</b>
Casas de interés social	150
Casas unifamiliares	250
Apartamentos y condominios	250
Hoteles y alojamientos	200
Hospitales	1250
Escuelas	
Alumnado externo	50
Alumnado interno	150
Restaurantes, bares y similares	25
	50
Instalaciones deportivas y baños	50
Locales comerciales y edificios para oficina	50
	6
Salas de baile y similares	30
Cines, teatros, auditorios y templos	8
Estadios, gimnasios y similares	4
Orfanatos, asilos y similares	150
Fábricas en general (uso personal)	60
Carnicerías y pescaderías	20
Mercados	5
Lecherías	120
Mataderos	
Animales grandes	300
Animales pequeños	150
Aves de corral	16
Jardines	1,5
Balneario	50
Piscinas	
Con recirculación	10
Sin recirculación	25
Cárceles	200
Estacionamientos	2

Continuación

<b>Clase de edificación</b>	<b>Dotación (L/persona/d)</b>
Lavanderías	
Al seco, tintorería	30
Ropas en general	40
Estaciones de lavado de autos	8000
Criaderos de animales	(L/d/animal)
Ganado lechero	120
Bovinos	40
Ovinos	10
Equino	40
Porcino	10-30
Aves de corral	20

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica.

Tabla 49 Diámetros, presiones y caudales mínimos requeridos en los puntos de alimentación de las piezas sanitarias

Accesorio	Diámetro mínimo (mm)	Presión mínima (mca)	Unidad de accesorio (u.a)	
			Uso privado	Uso público
Tina de baño	12	2	2	4
Bidé	12	3	1	2
Ducha	12	2	2	4
Pantry				
Domestico	12	2	2	4
Comercial	12	2	-	4
Clínicas	12	4	-	8
Inodoros				
Con tanque	12	2	3	5
Con	32	7 a 14	6	10
Fuente para beber	12	2	-	1
Lavatorio	12	2.5	1	2
Lavadora	12	3.5	4	-
Llave para riego	12	10	2	2
Mingitorios				
Con tanque	18	2	-	3
Con	18	5 a 10	4 a 5	5 a 6
Lava platos domestico	12	2	1.5	-
Pileta de lavar	12	2	2	4

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica.

Tabla 50 Coeficientes de resistencia (k) en válvulas y accesorios

Accesorio	Diámetro nominal (mm)						
	12	18	25	32	38	50	62
	Coeficiente K						
Codo roscado 90°	2.10	1.69	1.44	1.28	1.16	0.99	0.88
Codo roscado 90° (R.L.)	1.29	0.92	0.73	0.61	0.52	0.41	0.35
Codo bridado 90°	-	-	0.43	0.41	0.39	0.38	0.35
Codo bridado 90° (R.L.)	-	-	0.41	0.37	0.34	0.30	0.26
Codo roscado 45°	0.37	0.35	0.34	0.33	0.32	0.31	0.30
Codo bridado 45°	-	-	0.25	0.24	0.22	0.20	0.19
Codo roscado 180°	2.10	1.69	1.45	1.29	1.17	1.00	0.89
Codo bridado 180°	-	-	0.42	0.40	0.38	0.35	0.33
Unión en T roscada (F.L)	0.93	0.93	0.91	0.93	0.93	0.93	0.93
Unión en T roscada (F.T)	2.69	2.49	2.23	2.05	1.92	1.72	1.58
Unión en T bridada (F.L)	-	-	0.26	0.23	0.21	0.19	0.17
Unión en T bridada (F.T)	-	-	0.96	0.92	0.88	0.81	0.77
Válvula globo roscada (A)	13.09	10.67	9.23	8.25	7.52	6.50	5.61
Válvula globo bridada (A)	-	-	12.40	11.14	10.20	6.89	7.96
Válvula compuerta roscada (A)	0.34	0.26	0.21	0.18	0.16	0.13	0.11
Válvula compuerta bridada (A)	-	-	0.74	0.58	0.47	0.34	0.27
Válvula antirretorno roscada	7.11	6.84	6.08	4.56	4.17	3.63	3.25
Válvula antirretorno bridada	-	-	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Válvula angular roscada	9.72	6.23	4.54	3.55	2.91	2.12	1.66
Válvula angular bridada	-	-	3.84	3.43	3.13	2.71	2.42
Válvula de pie con colador	-	-	2.75	2.46	2.25	1.95	1.75
Acoples o Uniones	0.12	0.09	0.06	0.07	0.08	0.05	0.06

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica.

Accesorio	Diámetro nominal (mm)						
	75	100	150	200	250	300	350
	Coeficiente K						
Codo roscado 90°	0.79	0.66	0.55	-	-	-	-
Codo roscado 90° (R.L.)	0.30	0.23	0.17	-	-	-	-
Codo bridado 90°	0.33	0.31	0.28	0.26	0.25	0.24	0.23
Codo bridado 90° (R.L.)	0.24	0.21	0.17	0.15	0.13	0.12	0.11
Codo roscado 45°	0.29	0.28	0.26	-	-	-	-
Codo bridado 45°	0.17	0.16	0.14	0.12	0.11	0.11	0.10
Codo roscado 180°	0.80	0.69	0.56	-	-	-	-
Codo bridado 180°	0.32	0.30	0.27	0.25	0.24	0.23	0.22
Unión en T roscada (F.L.)	0.93	0.93	0.93	-	-	-	-
Unión en T roscada (F.T.)	1.46	1.33	1.14	-	-	-	-
Unión en T bridada (F.L.)	0.16	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08	0.08
Unión en T bridada (F.T.)	0.73	0.67	0.60	0.56	0.53	0.50	0.48
Válvula globo roscada (A)	5.30	4.59	3.74	-	-	-	-
Válvula globo bridada (A)	7.31	6.37	5.24	4.56	4.10	3.76	3.49
Válvula compuerta roscada (A)	0.10	0.08	0.60	-	-	-	-
Válvula compuerta bridada (A)	0.22	0.16	0.10	0.08	0.06	0.05	0.04
Válvula antirretorno roscada	2.98	2.59	2.13	-	-	-	-
Válvula antirretorno bridada	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Válvula angular roscada	1.36	0.99	0.83	-	-	-	-
Válvula angular bridada	2.21	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Válvula de pie con colador	1.60	1.39	1.14	0.99	0.88	0.81	0.75
Acoples o Uniones	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.01

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica.

Tabla 51 Coeficiente de escorrentía

Componente del área	Coeficiente de escorrentía	
	Máximo	Mínimo
Centro de la ciudad capital (API - N)	0.70	0.80
Zona de Producción de Industria Liviana (PI - 1)	0.50	0.70
Zona de Producción de Industria Pesada (PI-2)	0.30	0.50
Zona de Producción Mixta de Artesanía y Vivienda (PM - 1)	0.75	0.85
Zona de Producción Mixta de Industria y Comercio (PM- 2)	0.75	0.85
Zona de Equipamiento de Transporte Aéreo (ET - 1)	0.60	0.80
Zona de Equipamiento de Transporte Lacustre (ET- 2)	0.50	0.70
Zona de Equipamiento de Transporte Terrestre y Mercados (ET-3)	0.70	0.85
Zona de Equipamiento Institucional Especializado (E. I. E)	0.60	0.80
Zona de Reserva Natural de Parques Nacionales (RN - 1)	0.05	0.20
Zona de Reserva Natural de la Costa del Lago (RN - 2)	0.10	0.25
Zona de Reserva Natural de Protección del suelo (PN - 3)	0.05	0.20
Zona de Reserva Natural de Parques Urbanos (RN - 4)	0.35	0.40
Zona de Reserva Natural de Cementerios (RN - 5)	0.25	0.35
Zona de Reserva Natural de Minas (RN - 6)	0.05	0.20
Zona Urbana Regional, Terrenos Planos	0.10	0.15
Zona Urbana Regional, Terrenos Ondulados	0.15	0.20
Zona Rural de Producción Agropecuaria	0.05	0.20
Zona de Vivienda de Densidad Alta (U - 1)	0.50	0.60
Zona de Vivienda de Densidad Media Alta (U - 2)	0.40	0.50
Zona de Vivienda de Densidad Media Baja (U - 3)	0.35	0.40
Zona de Vivienda de Densidad Baja (U - 4)	0.30	0.35
Techos y Calles de Asfalto y Concreto	0.90	0.95
Áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes no mayores de 5%	0.10	0.20
Áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes del 5% al 10%	0.12	0.20
Áreas boscosas (depende de pendientes, tipo de suelo o cobertura superficial)	0.05	0.20

Fuente. Reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua, Alcaldía de Mangua,

2012.

Tabla 52 Coeficiente de rugosidad de Manning

<b>Material</b>	<b>Coeficiente de Manning (n)</b>
Asbesto cemento	0.011
Latón	0.011
Tabique	0.015
Fierro fundido (nuevo)	0.012
Concreto (cimbra metálica)	0.011
Concreto (cimbra madera)	0.015
Concreto simple	0.013
Cobre	0.011
Acero corrugado	0.022
Acero galvanizado	0.016
Aero (esmalado)	0.01
Acero (nuevo, sin recubrimiento)	0.011
Acero (remachado)	0.019
Plomo	0.011
Plástico (PVC)	0.009
Madera (duelas)	0.012
Vidrio (laboratorio)	0.011



Tabla 53 Unidades de descarga y diámetros mínimos de sifones y conductos de descarga de aparatos sanitarios

Accesorio	Diámetro mínimo sifón y conducto de descarga (mm)	Unidades de descarga (u.d.)	
		Uso Privado	Uso Público
Tina	38	2	4
Bidé	38	1	2
Ducha	50	2	4
Fregadero doméstico	38	2	4
Fregadero Comercial	50	-	1
Inodoro con tanque	100	3	5
Inodoro con válvula semiautomática	75	6	10
Lavatorio (uso residencial)	31	1	2
Lavatorio (uso colectivo)	38	4	-
Lavadora	50	2	2
Mingitorio corrido (por metro)	50	0.5	-
Mingitorio con válvula semiautomática de 19 mm	50	3	
Pileta de lavar	38	4 a 5	5 a 6
Lavaplatos doméstico	12	1.5	-
Fregadero (clínicas)	12	8	-
Pileta de lavar	12	2	4

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica.

Tabla 54 Diámetros mínimos de sifones y conductos de descarga de aparatos sanitarios no específica

<b>U.D.</b>	<b>Diámetro mínimo (mm)</b>
1	32
2	38
3	50
4	62
5	75
6	100

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica.

Tabla 55 Pendiente mínima de los conductos de descarga y colectores

<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Pendiente mínima (%)</b>
50	2.0
75	2.0
100	1.5
150	1.0
200	1.0

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica.

Tabla 56 Dimensiones de las cajas de registro

<b>Profundidad máxima (m)</b>	<b>Ancho</b>	<b>Longitud</b>
0.45	0.35	0.50
0.60	0.40	0.50
0.90	0.50	0.65
1.20	0.65	0.75
2.00	0.60	1.00
4.50	0.80	1.00

Fuente. Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones edición 2017, Costa Rica.

Tabla 57 Factor de uso en función de número de artefacto

<b>Accesorios</b>	<b>Tipo, FUSO en %</b>			
	<b>N°</b>	<b>Normal</b>	<b>Flexómetro</b>	<b>Francia</b>

<b>1</b>	100.00	100.00	100.00
<b>2</b>	100.00	100.00	100.00
<b>3</b>	80.00	65.00	70.71
<b>4</b>	68.00	50.00	57.74
<b>5</b>	62.00	42.00	50.00
<b>6</b>	58.00	38.00	44.72
<b>7</b>	56.00	35.00	40.82
<b>8</b>	53.00	31.00	37.80
<b>9</b>	51.00	29.00	35.36
<b>10</b>	50.00	27.00	33.33
<b>20</b>	42.00	16.00	22.94
<b>30</b>	38.00	12.00	18.57
<b>40</b>	37.00	9.00	16.01
<b>50</b>	36.00	8.00	14.29
<b>60</b>	35.00	7.00	13.02
<b>70</b>	34.00	6.00	12.04
<b>80</b>	33.00	5.30	11.25
<b>90</b>	32.00	4.60	10.60
<b>100</b>	31.00	4.20	10.05
<b>200</b>	30.00	3.10	7.09
<b>300</b>	29.00	1.90	5.78
<b>500</b>	27.00	1.50	4.48
<b>800</b>	26.00	1.20	3.54
<b>1000</b>	25.00	1.00	3.16

Tabla 58 Viscosidad dinámica del agua líquida a varias temperaturas

Temperatura °C	Viscosidad dinámica kg / (m·s)	Temperatura °C	Viscosidad dinámica kg / (m·s)	Temperatura °C	Viscosidad dinámica kg / (m·s)
0	0,001792	34	0,000734	68	0,000416
1	0,001731	35	0,000720	69	0,000410
2	0,001674	36	0,000705	70	0,000404
3	0,001620	37	0,000692	71	0,000399
4	0,001569	38	0,000678	72	0,000394
5	0,001520	39	0,000666	73	0,000388
6	0,001473	40	0,000653	74	0,000383
7	0,001429	41	0,000641	75	0,000378
8	0,001386	42	0,000629	76	0,000373
9	0,001346	43	0,000618	77	0,000369
10	0,001308	44	0,000607	78	0,000364
11	0,001271	45	0,000596	79	0,000359
12	0,001236	46	0,000586	80	0,000355
13	0,001202	47	0,000576	81	0,000351
14	0,001170	48	0,000566	82	0,000346
15	0,001139	49	0,000556	83	0,000342
16	0,001109	50	0,000547	84	0,000338
17	0,001081	51	0,000538	85	0,000334
18	0,001054	52	0,000529	86	0,000330
19	0,001028	53	0,000521	87	0,000326
20	0,001003	54	0,000512	88	0,000322
21	0,000979	55	0,000504	89	0,000319
22	0,000955	56	0,000496	90	0,000315
23	0,000933	57	0,000489	91	0,000311
24	0,000911	58	0,000481	92	0,000308
25	0,000891	59	0,000474	93	0,000304
26	0,000871	60	0,000467	94	0,000301
27	0,000852	61	0,000460	95	0,000298
28	0,000833	62	0,000453	96	0,000295
29	0,000815	63	0,000447	97	0,000291
30	0,000798	64	0,000440	98	0,000288
31	0,000781	65	0,000434	99	0,000285
32	0,000765	66	0,000428	100	0,000282
33	0,000749	67	0,000422		

Tabla 59 Presión de vapor de agua

Temperatura		Peso especifico Kg/dm <sup>3</sup>	Presión de vapor (P.V.P)	
C°	F°		M. Abs.	P.SI.Abs
0	32	0.9998	0.062	0.088
5	41	1.000	0.089	0.127
10	50	0.9996	0.125	0.1781
5	59	0.9990	0.174	0.247
20	68	0.9982	0.238	0.338
25	77	0.9970	0.323	0.459
30	86	0.9955	0.432	0.614
35	95	0.9939	0.573	0.815
40	104	0.9921	0.752	1.070
45	113	0.9900	0.977	1.389
50	122	0.9880	1.258	1.789
55	131	0.9857	1.605	2.283
60	140	0.9831	2.031	2.889
70	158	0.977	3.177	4.519
75	167	0.9748	3.931	5.591
80	179	0.9718	4.829	6.869
85	185	0.9687	5.894	8.383
90	194	0.9653	7.149	10.168
95	203	0.9619	8.619	12.259
100	212	0.9583	10.332	14.696

Tabla 60 Disminución de la presión atmosférica

<b>Altura sobre el nivel del mar</b>		<b>Presión atmosférica (Pa)</b>	
<b>m</b>	<b>ft</b>	<b>m</b>	<b>Pa</b>
0	0	10.33	14.69
250	820	10.03	14.26
500	1640	9.73	13.83
750	2640	9.43	13.41
1000	3280	9.13	12.98
1250	4101	8.83	12.55
1500	4291	8.53	12.13
1750	5741	8.25	11.73
2000	6561	8.00	11.38
2250	73.81	7.75	11.02
2500	8202	7.57	10.68
2750	9022	7.28	10.35
3000	9842	7.05	10.02
3250	10662	6.83	9.71
3500	11483	6.62	9.42
3750	12303	6.41	9.12
4000	13123	6.20	8.82
4250	13943	5.98	8.52
4500	14764	5.78	8.22

Tabla 61 Relaciones hidráulicas para conductos circulares

$Q/Q_0$	$ReL$	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>	<b>0.03</b>	<b>0.04</b>	<b>0.05</b>	<b>0.06</b>	<b>0.07</b>	<b>0.08</b>	<b>0.09</b>
0.0	$V/V_0$	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	$d/D$	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	$R/R_0$	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	$V/V_0$	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	$d/D$	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	$R/R_0$	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	$V/V_0$	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	$d/D$	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	$R/R_0$	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	$V/V_0$	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	$d/D$	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	$R/R_0$	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	$V/V_0$	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	$d/D$	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	$R/R_0$	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	$V/V_0$	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	$d/D$	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	$R/R_0$	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	$V/V_0$	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	$d/D$	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	$R/R_0$	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	$V/V_0$	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	$d/D$	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	$R/R_0$	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	$V/V_0$	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	$d/D$	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	$R/R_0$	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	$V/V_0$	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	$d/D$	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	$R/R_0$	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	$V/V_0$	1.041	1.042	1.042	1.042						
	$d/D$	0.914	0.920	0.931	0.942						
	$R/R_0$	1.172	1.164	1.150	1.136						



**LABORATORIOS AMBIENTALES**

**CERTIFICADO DE ENSAYOS**

**MB-2101-010**  
FTP-7.8.2.1

<b>CLIENTE</b>		<b>DIRECCIÓN</b>		<b>TELEFONO</b>
David Castro		UNI-RUPAP		8739-6139
<b>ATENCIÓN</b>		<b>CARGO</b>	<b>EMAIL</b>	<b>CELULAR</b>
David Castro		Tesista	<a href="mailto:davidcastrom1998@gmail.com">davidcastrom1998@gmail.com</a>	8739-6239
<b>DATOS DE LA MUESTRA</b>			<b>CONTROL DEL LABORATORIO</b>	
<b>Fecha y Hora de recolección</b>	21/01/2021; 06:00 am		<b>Ingreso de muestra</b>	21/01/2021
<b>Fuente</b>	Pozo		<b>Inicio de análisis</b>	21/01/2021
<b>Tipo de muestra</b>	Agua Subterránea		<b>Finalización de análisis</b>	25/01/2021
<b>Ubicación de la fuente</b>	Finca El Delirio, Comarca Los Cerrones, Jinotega		<b>Emisión del certificado</b>	01/02/2021
<b>Coordenadas</b>	NR		<b>No. Cadena de custodia</b>	4396
<b>Recolectada por</b>	David Castro		<b>Código de muestra</b>	LA-2101-0037
<b>Supervisor en campo</b>	David Castro		<b>Muestra No.</b>	Uno (01)
<b>METODO SM // EPA</b>	<b>ENSAYO REALIZADO</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>RESULTADOS</b>	<b>Norma CAPRE*</b>
9221-B	Coliforme Total	NMP/100mL	1.7*10 <sup>2</sup>	Negativo
9221-E	Coliforme Fecal	NMP/100mL	1.4*10 <sup>2</sup>	Negativo

**LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS:** Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: ≤ menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta  
**Metodos, Normas y/o Decreto empleados:** SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017  
 EPA = Environmental Protection Agency, \* Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE

**OBSERVACIONES:** La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

*Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente*

Ing. María Lidia Gómez  
 Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

*Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe.*

000076

Dirección: (505) 22781462 • Área Académica 2270-5613 y 8886-6702 (M); Atención al Cliente: 2270-1517 y 8152-7314 (M)  
 Coordinación de Laboratorios 8100-0421 (M) • e-mail: [atencion.cliente@piensa.uni.edu.ni](mailto:atencion.cliente@piensa.uni.edu.ni), [infopiensa@uni.edu.ni](mailto:infopiensa@uni.edu.ni) • Web: [www.piensa.uni.edu.ni](http://www.piensa.uni.edu.ni)

Ilustración 20 Análisis químico de agua





**LABORATORIOS AMBIENTALES**

**CERTIFICADO DE ENSAYOS**

**FQAN-2101-0009**

FTP-7.8.2.1

<b>CLIENTE</b>		<b>DIRECCION</b>		<b>TELEFONO</b>	
David Castro		UNI-RUPAP		NR	
<b>ATENCIÓN</b>		<b>CARGO</b>		<b>EMAIL</b>	
David Castro		Tesisista		davidcastrom1998@gmail.com	
<b>DATOS DE LA MUESTRA</b>			<b>CONTROL DEL LABORATORIO</b>		
Fecha y Hora de recolección	21/01/2021; 6:00 a.m.		Fecha de	Ingreso de muestra	21/01/2021
Fuente	Pozo			Inicio de análisis	22/01/2021
Tipo de muestra	Agua Subterránea			Finalización de análisis	03/02/2021
Ubicación de la fuente	Finca El Delirio, Comarca Los Cerrones, Jinotega			Emisión del certificado	03/02/2021
Coordenadas	NR		No. Cadena de custodia	4396	
Recolectada por	David Castro		Código de muestra	LA-2101-0037	
Supervisor en campo	David Castro		Muestra No.	Uno (01)	
<b>METODO SM // EPA// HACH</b>	<b>ENSAYO REALIZADO</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>RESULTADOS</b>		<b>Norma CAPRE*</b>
Visual	Aspecto	NE	Amarilla con poca materia en suspensión		NE
4500-B	Potencial de Hidrógeno	pH	6.46		6.5 - 8.5**
2550-B	Temperatura	°C	24.50		18 a 30**
2510-B	Conductividad Eléctrica	µS/cm	93.70		400**
2130-B	Turbiedad	UNT	4.39		5
2120-C	Color Verdadero	mg/L (Pt-Co)	<1.00		15

**LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS:** Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: ≤ menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta  
**Metodos, Normas y/o Decreto empleados:** SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017, HACH: Metodología HACH  
EPA = Environmental Protection Agency, \* Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE, \*\*Valor recomendado

**OBSERVACIONES:** La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

*Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente*

  
**Ing. María Liala Gómez**  
Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI  


*Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe.*

0 0 0 0 7 7

Dirección: (505) 22781462 • Área Académica 2270-5613 y 8886-6702 (M); Atención al Cliente: 2270-1517 y 8152-7314 (M)  
Coordinación de Laboratorios 8100-0421 (M) • e-mail: atencion.cliente@piensa.uni.edu.ni, infopiensa@uni.edu.ni • Web: www.piensa.uni.edu.ni

**Ilustración 21 Análisis físico del agua**

## Estudio de suelo

### Muestra: 2

Profundidad: 0.60 m – 1.31 m

#### a) Granulometría

Tabla 62 Estrato S1-M2, retenido en el tamiz n°4

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)
S-79	157.4	1090.1	932.7

Tabla 63 Análisis granulométrico del estrato S1-M2 retenido en el tamiz n°4

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
1"	13.1	1.41%	1.41%	98.59%
3/4"	10.9	1.17%	2.58%	98.83%
1/2"	24.5	2.63%	5.20%	97.37%
3/8"	37.2	3.99%	9.20%	96.01%
n° 4	228.8	24.55%	33.75%	75.45%
Pasa n°4	617.3	66.25%	100.00%	33.75%
Sumatoria	931.8			

Tabla 64 Estrato S1-M2 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)	Peso seco lavado (g)
R-22	54.0	134.7	80.7	17.3

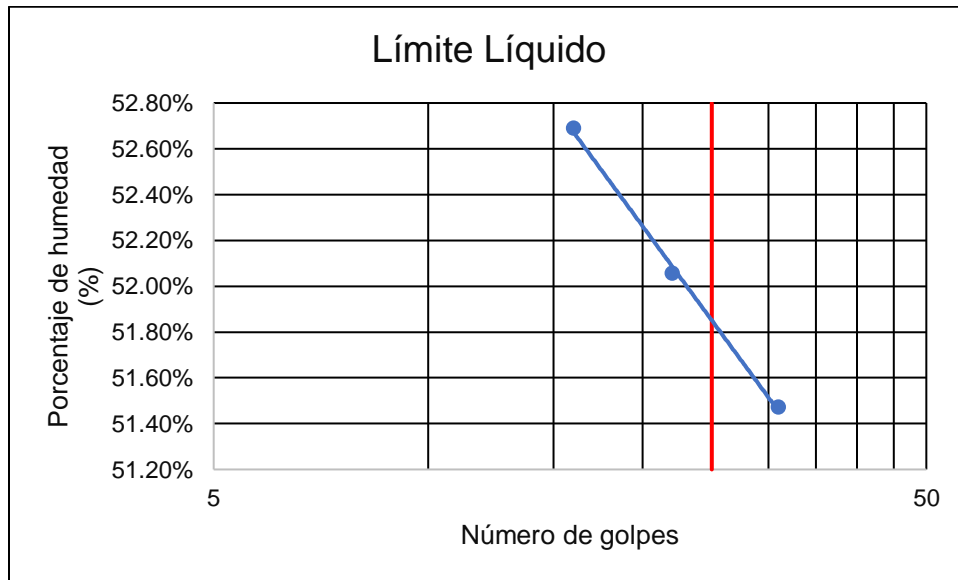
Tabla 65 Análisis granulométrico del estrato S1-M2 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
n° 10	2.8	3.47%	3.47%	96.53%
n° 40	5.8	7.19%	10.66%	92.81%
n° 200	8.7	10.78%	21.44%	89.22%
Pasa n° 200	63.4	78.56%	100.00%	21.44%
Sumatoria	80.7			

#### b) Límites de Atterberg

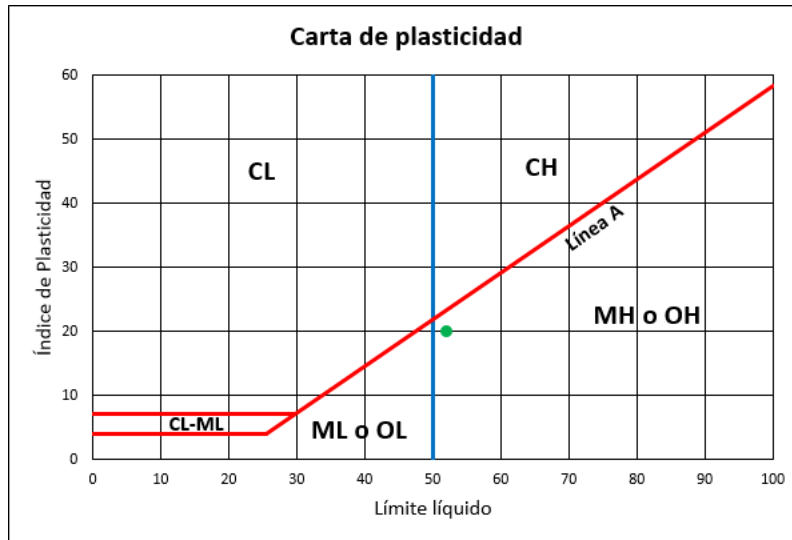
Tabla 66 Límites líquido y plástico S1-M2

Límite Líquido								
n° de muestra	Código de tara	Número de golpes	Peso de tara (g)	Peso de tara + material húmedo (g)	Peso de tara + material seco (g)	Peso de agua (g)	Peso seco (g)	Porcentaje de humedad (%)
1	A-B	31	21.8	32.1	28.6	3.5	6.8	51.47%
2	A-47	22	21.9	33.0	29.2	3.8	7.3	52.05%
3	A-30	16	21.7	35.9	31.0	4.9	9.3	52.69%
Límite Plástico								
1	B-03	-	22.0	34.6	31.5	3.1	9.5	32.63%
2	B-04L	-	22.0	34.9	31.7	3.2	9.7	32.99%



Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico
52 %	33 %	19 %

### c) Clasificación



#### 8.9.1.1.1 Muestra: 3

Profundidad: 1.31 m – 2.00 m

#### a) Granulometría

Tabla 67 Estrato S1-M3, retenido en el tamiz n°4

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)
TR-30	166.3	1384.5	1218.2

Tabla 68 Análisis granulométrico del estrato S1-M3 retenido en el tamiz n°4

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
1"	0.0	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	42.6	3.50%	3.50%	96.50%
1/2"	0.0	0.00%	3.50%	100.00%
3/8"	0.0	0.00%	3.50%	100.00%
n° 4	159.2	13.07%	16.57%	86.93%
Pasa n°4	1016.1	83.43%	100.00%	16.57%
Sumatoria	1217.9			

Tabla 69 Estrato S1-M3 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)	Peso seco lavado (g)
R-30	53.8	135.2	81.4	13.5

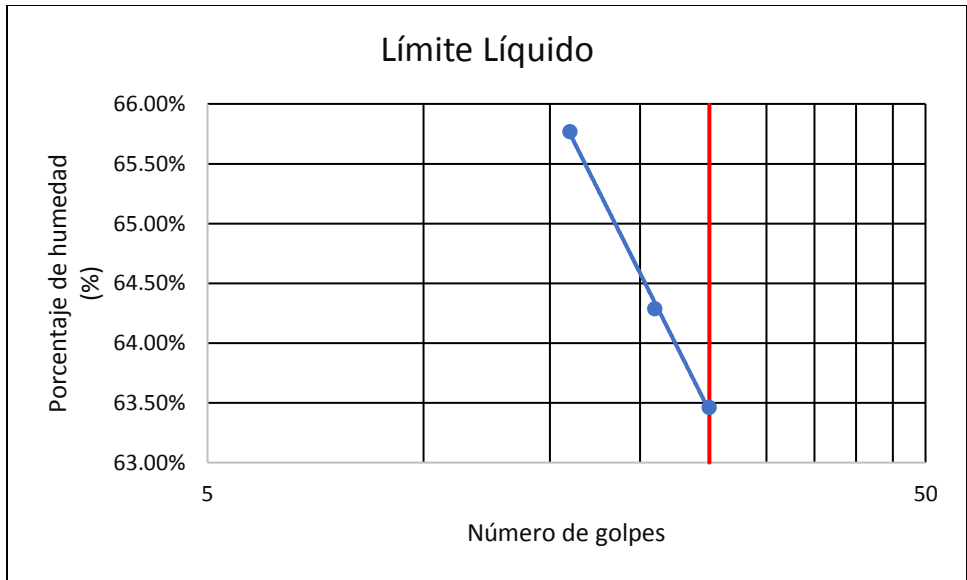
Tabla 70 Análisis granulométrico del estrato S1-M3 que pasa el tamiz N°4 (lavado)

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
n° 10	0.9	1.11%	1.11%	98.89%
n° 40	4.5	5.53%	6.63%	94.47%
n° 200	8.1	9.95%	16.58%	90.05%
Pasa n° 200	67.9	83.42%	100.00%	16.58%
Sumatoria	81.4			

**b) Límites de Atterberg**

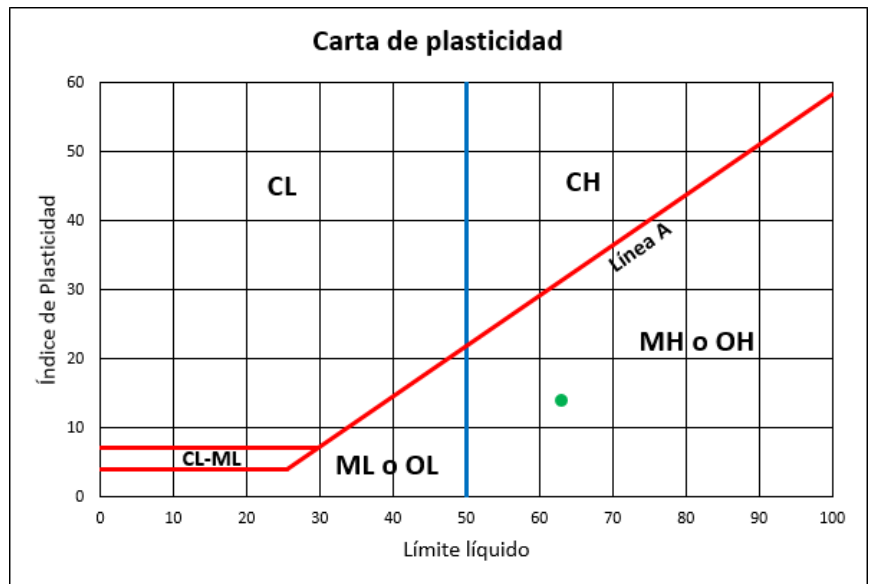
Tabla 71 Límites líquido y plástico S1-M3

Límite Líquido								
n° de muestra	Código de tara	Número de golpes	Peso de tara (g)	Peso de tara + material húmedo (g)	Peso de tara + material seco (g)	Peso de agua (g)	Peso seco (g)	Porcentaje de humedad (%)
1	B-01	25	21.8	38.8	32.2	6.6	10.4	63.46%
2	H-18	21	22.1	38.2	31.9	6.3	9.8	64.29%
3	B-128	16	21.5	39.9	32.6	7.3	11.1	65.77%
Límite Plástico								
1	A-19	-	21.8	27.5	25.6	1.9	3.8	50.00%
2	A-45	-	22.0	27.2	25.5	1.7	3.5	48.57%



Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico
63%	49%	14%

### c) Clasificación



### 8.9.1.2 Sondeo dos

#### 8.9.1.2.1 Muestra: 1

Profundidad: 0.00 m – 0.78 m

#### a) Granulometría

Tabla 72 Estrato S2-M1, retenido en el tamiz n°4

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)
3T1-11	160.9	1457.6	1296.7

Tabla 73 Análisis granulométrico del estrato S2-M1 retenido en el tamiz n°4

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
1"	124.4	9.61%	9.61%	90.39%
3/4"	0.0	0.00%	9.61%	100.00%
1/2"	0.0	0.00%	9.61%	100.00%
3/8"	6.6	0.51%	10.12%	99.49%
n° 4	266.3	20.56%	30.68%	79.44%
Pasa n°4	897.8	69.32%	100.00%	30.68%
Sumatoria	1295.1			

Tabla 74 Estrato S2-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)	Peso seco lavado (g)
S-11	53.4	133.6	80.2	6.9

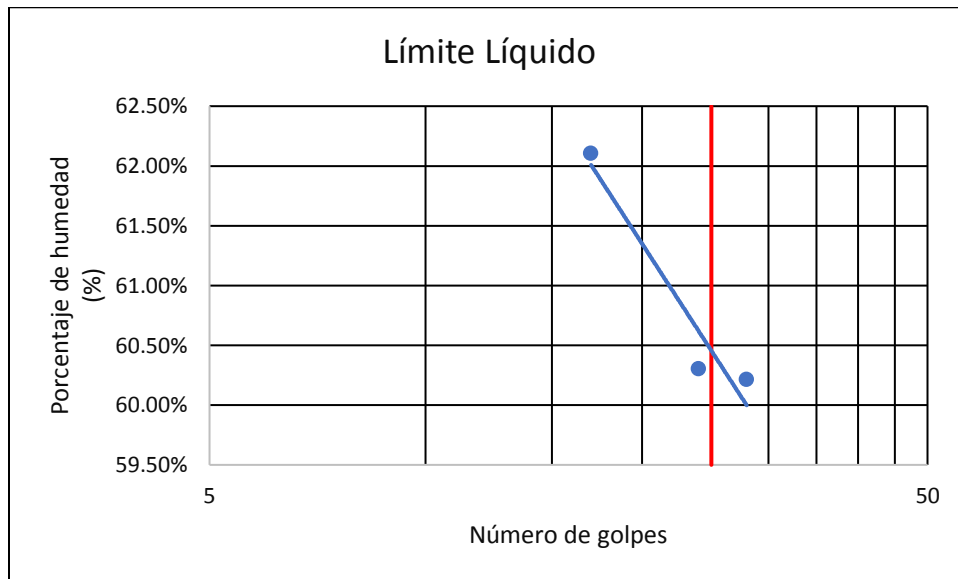
Tabla 75 Análisis granulométrico del estrato S2-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
n° 10	0.7	0.87%	0.87%	99.13%
n° 40	2.2	2.74%	3.62%	97.26%
n° 200	4.0	4.99%	8.60%	95.01%
Pasa n° 200	73.3	91.40%	100.00%	8.60%
Sumatoria	80.2			

**b) Límites de Atterberg**

Tabla 76 Límites líquido y plástico S2-M1

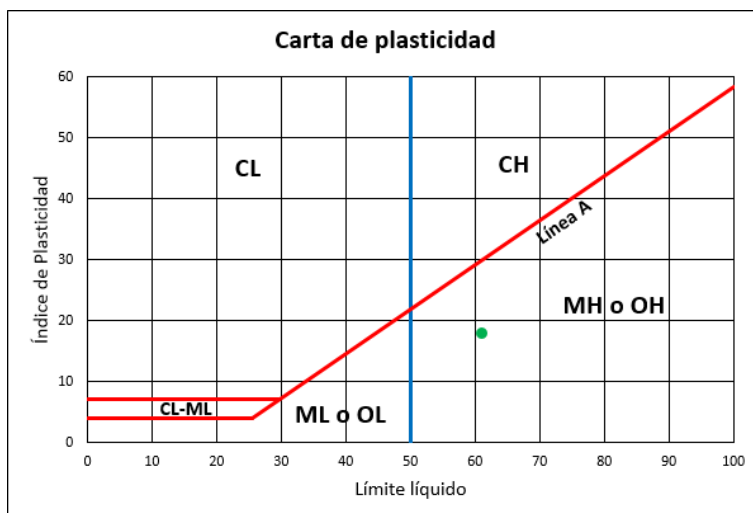
<b>Límite Líquido</b>								
N° de muestra	Código de tara	Número de golpes	Peso de tara (g)	Peso de tara + material húmedo (g)	Peso de tara + material seco (g)	Peso de agua (g)	Peso seco (g)	Porcentaje de humedad (%)
1	R-126	28	22.1	37.0	31.4	5.6	9.3	60.22%
2	C-39	24	21.8	42.8	34.9	7.9	13.1	60.31%
3	R-103	17	22.5	37.9	32.0	5.9	9.5	62.11%
<b>Límite Plástico</b>								
1	R-20	-	22.0	33.3	29.9	3.4	7.9	43.04%
2	A-48ML	-	22.0	32.1	29.1	3.0	7.1	42.25%



Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico
61%	43%	18%

**c) Clasificación**





### 8.9.1.2.2 Muestra: 2

Profundidad: 0.78 m – 1.5 m

#### a) Granulometría

Tabla 77 Estrato S2.M2 retenido en el tamiz N°4

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)
LMC-4	166.2	1402.9	1236.7

Tabla 78 Análisis granulométrico del estrato S2-M2 retenido en el tamiz N°4

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
1"	0.0	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	0.0	0.00%	0.00%	100.00%
1/2"	0.0	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	6.2	0.50%	0.50%	99.50%
n° 4	28.7	2.32%	2.83%	97.68%
Pasa n°4	1200.1	97.17%	100.00%	2.83%
Sumatoria	1235.0			

Tabla 79 Estrato S2-M1 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Código de tara	Peso de tara (g)	Peso de tara más material seco (g)	Peso de material seco (g)	Peso seco lavado (g)
C-180	52.5	134.7	82.2	8.3

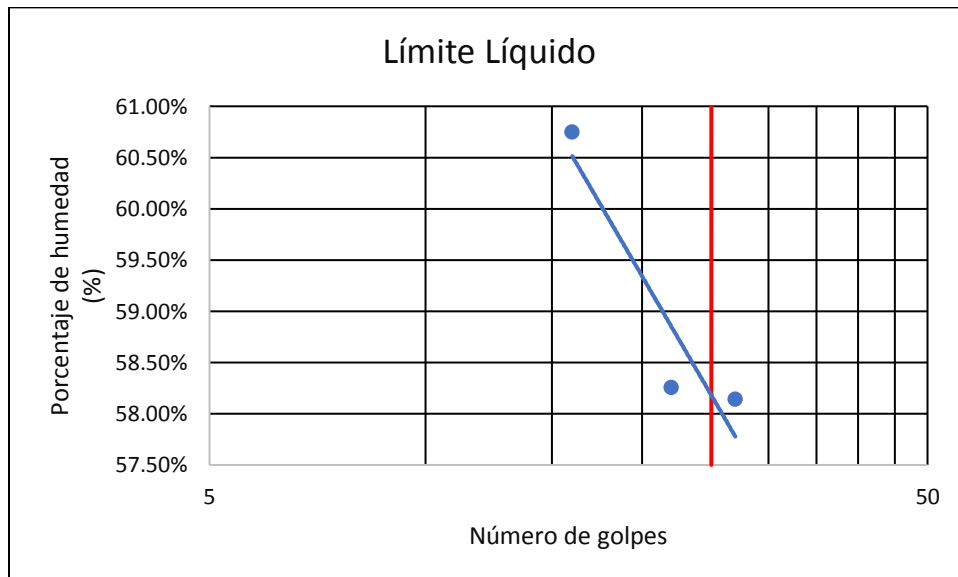
Tabla 80 Análisis granulométrico del estrato S2-M2 que pasa el tamiz n°4 (lavado)

Tamiz n°	Peso retenido en cada tamiz (g)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
n° 10	0.9	1.09%	1.09%	98.91%
n° 40	2.7	3.28%	4.38%	96.72%
n° 200	4.7	5.72%	10.10%	94.28%
Pasa n° 200	73.9	89.90%	100.00%	10.10%
Sumatoria	82.2			

### b) Límites de Atterberg

Tabla 81 Límites líquido y plástico S2-M2

Límite Líquido								
n° de muestra	Código de tara	Número de golpes	Peso de tara (g)	Peso de tara + material húmedo (g)	Peso de tara + material seco (g)	Peso de agua (g)	Peso seco (g)	Porcentaje de humedad (%)
1	A-42	27	21.9	35.5	30.5	5.0	8.6	58.14%
2	B-114	22	22.4	38.7	32.7	6.0	10.3	58.25%
3	R-117	16	21.8	39.0	32.5	6.5	10.7	60.75%
Límite Plástico								
1	A-35	-	21.8	33.0	29.9	3.1	8.1	38.27%
2	R-104	-	22.2	33.2	30.1	3.1	7.9	39.24%



Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico
58%	39%	20%

**b) Clasificación**

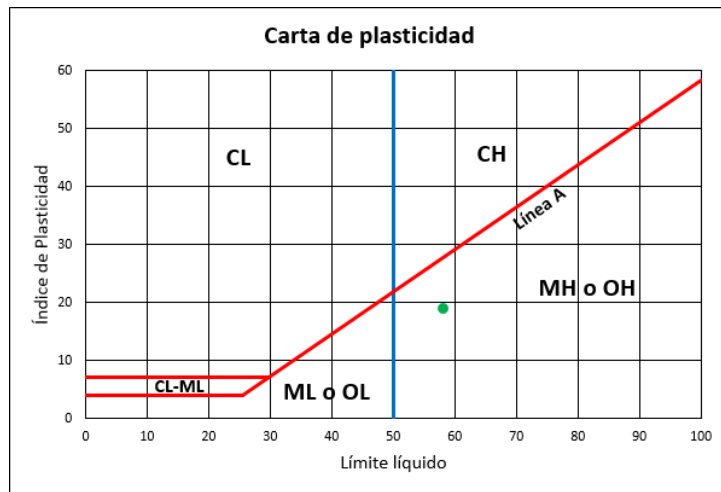


Tabla 82 Presupuesto de fosa séptica más FAFA

ITEM	DESCRIPCIÓN	U.M	CANTIDAD	MATERIALES	
				P.UNIT	TOTAL
<b>010</b>	<b>PRELIMINARES</b>				<b>531.00</b>
	<b>TRAZO Y NIVELACION</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>8.15</b>	<b>C\$ 61.85</b>	<b>C\$ 504.00</b>
	Niveletas dobles	c/u	4		
	Reglas de 1"x4"x12 ft	c/u	3.00	C\$ 72.00	C\$ 216.00
	Cuartones de 2"x2"x12ft	c/u	4.00	C\$ 72.00	C\$ 288.00
	Clavos de 2 1/2" para niveletas	lb	1.00	C\$ 27.00	C\$ 27.00
<b>020</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRA</b>				<b>C\$ 6,436.29</b>
	Excavación para fosa séptica	m <sup>3</sup>	23.22	C\$ 250.00	C\$ 5,805.80
	Relleno para mejoramiento con material selecto	m <sup>3</sup>	3.15	C\$ 200.00	C\$ 630.49
<b>030</b>	<b>MUROS</b>				<b>C\$ 17,897.76</b>
	Mampostería con bloques de 39 cm x 19 cm x 14 cm	C/U	500.00	C\$ 30.00	C\$ 15,000.00
	<b>Mortero para junta 1:5</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>0.58</b>		
	Cemento Portland tipo GU	c/u	4.00	C\$ 350.00	C\$ 1,400.00
	Arena	m <sup>3</sup>	0.69	C\$ 460.00	C\$ 317.40
	<b>Mortero para repello 1:3</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>0.26</b>		
	Cemento Portland tipo GU	c/u	3.00	C\$ 350.00	C\$ 1,050.00
	Arena	m <sup>3</sup>	0.28	C\$ 460.00	C\$ 130.36
<b>040</b>	<b>ESTRUCTURAS DE ACERO</b>				<b>C\$ 10,752.00</b>
	Acero de refuerzo #3 (3/8") para tapa de fosa séptica	qq	3.00	C\$ 1,400.00	C\$ 4,200.00
	Acero de refuerzo #3 (3/8") para viga corona	qq	1.00	C\$ 1,400.00	C\$ 1,400.00
	Acero de refuerzo #3 (3/8") para viga intermedia	qq	1.00	C\$ 1,400.00	C\$ 1,400.00
	Acero de refuerzo #3 (3/8") para columnas	qq	1.00	C\$ 1,400.00	C\$ 1,400.00
	Acero de refuerzo #2(1/4") Para vigas y columnas	qq	1.00	C\$ 1,312.00	C\$ 1,312.00
	Alambre de amarre recocido # 18	lb	40.00	C\$ 26.00	C\$ 1,040.00
<b>050</b>	<b>FORMALETAS</b>				<b>C\$ 4,162.20</b>
	Aceite negro para desmoldaje de formaletas	<b>GL</b>	1.00	C\$ 60.00	C\$ 60.00
	Formaleta para vigas con tablas de 1"x8"x12 ft	ft	38.40	C\$ 18.00	C\$ 691.20
	Reglas para refuerzo de formaleta de 1"x2"x 12 ft	ft	12.00	C\$ 18.00	C\$ 216.00
	Formaleta para tapa de fosa séptica con tablas de 1"x8"x8 ft	ft	144.00	C\$ 18.00	C\$ 2,592.00
	Cuartones de 2"x2"x12ft para engavetado de losa	ft	20.00	C\$ 18.00	C\$ 360.00
	Clavos de 4 " para engavetado	lb	2.00	C\$ 27.00	C\$ 54.00
	Clavos de 3 " para formaletas	lb	5.00	C\$ 27.00	C\$ 135.00
	Clavos de 2" para refuerzos	lb	2.00	C\$ 27.00	C\$ 54.00
<b>060</b>	<b>ESTRUCTURAS DE CONCRETO</b>				<b>C\$ 8,608.00</b>
	<b>Concreto de 3000 Psi</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>2.14</b>	<b>C\$ 3,500.00</b>	<b>C\$ 7,490.00</b>
	concreto para vigas	m <sup>3</sup>	0.80	C\$ 3,500.00	C\$ 2,800.00
	concreto para columnas	m <sup>3</sup>	0.49	C\$ 3,500.00	C\$ 1,715.00
	Concreto para tapa de fosa séptica	m <sup>3</sup>	0.85	C\$ 3,500.00	C\$ 2,975.00
	<b>Concreto de baja resistencia para impermeabilizar piso</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>0.43</b>	<b>C\$ 2,600.00</b>	<b>C\$ 1,118.00</b>

Continuación

ITEM	DESCRIPCIÓN	U.M	CANTIDAD	MATERIALES	
				P.UNIT	TOTAL
<b>070</b>	<b>ANDAMIAJE</b>		<b>1.34</b>	<b>C\$ 5,366.70</b>	<b>C\$ 1,836.00</b>
	Reglones de 2"x4"x12 ft	ft	32.00	C\$ 18.00	C\$ 576.00
	Reglas 1"x4"x12 ft	ft	16.00	C\$ 18.00	C\$ 288.00
	Tablón para andamio de 2"x12" x 12 ft	ft	48.00	C\$ 18.00	C\$ 864.00
	Clavos para andamio de 4"	lb	2.00	C\$ 27.00	C\$ 54.00
	Clavos para andamio de 3"	lb	2.00	C\$ 27.00	C\$ 54.00
<b>080</b>	<b>TUBERIAS</b>				<b>C\$ 4,380.70</b>
	TUBO PVC DE 6 "	c/u	1.00	C\$ 2,753.41	C\$ 2,753.41
	Codo de 90° PVC para tubo de 6 "	c/u	2.00	C\$ 466.97	C\$ 933.94
	Tee de PVC de 6 "	c/u	3.00	C\$ 55.35	C\$ 166.05
	Tubo PVC de 2 "	c/u	2.00	C\$ 196.90	C\$ 393.80
	Codo de 90° PVC para tubo de 2 "	c/u	1.00	C\$ 22.27	C\$ 22.27
	Tee de PVC de 2 "	c/u	2.00	C\$ 30.41	C\$ 60.82
	Pega PVC	c/u	1.00	C\$ 30.41	C\$ 30.41
	Segueta para cortar tuberías	c/u	1.00	C\$ 20.00	C\$ 20.00
<b>090</b>	<b>LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA</b>				<b>C\$ 32.60</b>
	LIMPIEZA MANUAL FINAL	m <sup>2</sup>	8.15	C\$ 4.00	C\$ 32.60
<b>Total de materiales en córdobas</b>					<b>C\$ 54,636.55</b>
<b>TOTA EN DOLARES</b>					<b>\$ 1,554.38</b>
<b>Total de costo materiales</b>					<b>C\$ 54,636.55</b>
<b>Costo total mano de obra</b>					<b>C\$ 25,559.09</b>
Total en córdobas					<b>C\$ 80,195.64</b>
Total en dólares					<b>\$ 2,275.05</b>

Tabla 83 Presupuesto de fosa séptica más Fafa prefabricado

ITEM	DESCRIPCIÓN	U.M	CANTIDAD	MATERIALES	
				P.UNIT	TOTAL
<b>010</b>	<b>PRELIMINARES</b>				<b>531.00</b>
	<b>TRAZO Y NIVELACION</b>	<b>M2</b>	<b>8.15</b>	<b>C\$ 61.85</b>	<b>C\$ 504.00</b>
	Niveletas dobles	C/U	4		
	Reglas de 1"x4"x12 ft	C/U	3.00	C\$ 72.00	C\$ 216.00
	Cuartones de 2"x2"x12ft	C/U	4.00	C\$ 72.00	C\$ 288.00
	Clavos de 2 1/2" para niveletas	LBS	1.00	C 27.00	C\$ 27.00
<b>020</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRA</b>				<b>C\$ 10,007.99</b>
	Excavación para fosa séptica	M3	37.51	C\$ 250.00	C\$ 9,377.50
	Relleno para mejoramiento con material selecto	M3	3.15	C\$ 200.00	C\$ 630.49
<b>030</b>	<b>MUROS</b>				<b>C\$ 17,129.00</b>
	Muro de concreto de 3000 Psi con espesor de 0.05 m	M3	5.00	C\$3,425.80	C\$ 17,129.00
	Cemento Portland tipo GU	C/U	35.00	C\$ 350.00	C\$ 12,250.00
	Grava 1/2 "	M3	4.10	C\$ 900.00	C\$ 3,690.00
	Arena	M3	2.90	C\$ 410.00	C\$ 1,189.00
<b>040</b>	<b>ESTRUCTURAS DE ACERO</b>				<b>C\$ 4,590.00</b>
	Acero de refuerzo #3 (3/8") para tapa de fosa séptica	QQ	3.00	C\$1,400.00	C\$ 4,200.00
	Alambre de amarre recocido # 18	LBS	15.00	C\$ 26.00	C\$ 390.00
<b>050</b>	<b>FORMALETAS</b>				<b>C\$13,569.00</b>
	Aceite negro para desmoldaje de formaletas	<b>GL</b>	1.00	C\$ 60.00	C\$ 60.00
	Formaleta para tapa de fosa séptica con tablas de 1"x8"x8 ft	Ft	144.00	C\$ 18.00	C\$ 2,592.00
	Cuartones de 2"x2"x12ft para engavetado de losa	Ft	20.00	C\$ 18.00	C\$ 360.00
	Formaleta para muros de concreto con tablas de 1"x10"x9ft	Ft	525.00	C\$ 18.00	C\$ 9,450.00
	Riostras de 2"x4"x12 ft para formaleta de muros	Ft	48.00	C\$ 18.00	C\$ 864.00
	Clavos de 4 " para engavetado	LBS	2.00	C\$ 27.00	C\$ 54.00
	Clavos de 3 " para formaletas	LBS	5.00	C\$ 27.00	C\$ 135.00
	Clavos de 2" para refuerzos	LBS	2.00	C\$ 27.00	C\$ 54.00
<b>060</b>	<b>ESTRUCTURAS DE CONCRETO</b>				<b>C\$ 4,029.93</b>
	<b>Concreto de 3000 Psi</b>	<b>M3</b>	<b>0.85</b>	<b>C\$3,425.80</b>	<b>C\$ 2,911.93</b>
	Concreto para tapa de fosa séptica	M3	0.85	C\$3,425.80	C\$ 2,911.93
	<b>Concreto de baja resistencia para impermeabilizar piso</b>	<b>M3</b>	<b>0.43</b>	<b>C\$2,600.00</b>	<b>C\$ 1,118.00</b>
<b>070</b>	<b>ANDAMIAJE</b>				<b>C\$ 1,836.00</b>
	Reglones de 2"x4"x12 ft	Ft	32.00	C\$ 18.00	C\$ 576.00
	Reglas 1"x4"x12 ft	Ft	16.00	C\$ 18.00	C\$ 288.00
	Tablón para andamio de 2"x12" x 12 ft	Ft	48.00	C\$ 18.00	C\$ 864.00
	Clavos para andamio de 4"	LBS	2.00	C\$ 27.00	C\$ 54.00
	Clavos para andamio de 3"	LBS	2.00	C\$ 27.00	C\$ 54.00
<b>080</b>	<b>TUBERIAS</b>				<b>C\$ 692.00</b>
	Tubo PVC de 4 "	C/U	1.00	C\$ 350.00	C\$ 350.00

Continuación

ITEM	DESCRIPCIÓN	U.M	CANTIDAD	MATERIALES	
				P.UNIT	TOTAL
	Codo de 90° PVC para tubo de 4 "	C/U	3.00	C\$ 90.00	C\$ 270.00
	Tee de PVC de 2"	C/U	1.00	C\$ 52.00	C\$ 52.00
	Pega PVC	C/U	1.00	C\$ 20.00	C\$ 20.00
<b>090</b>	<b>LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA</b>				<b>C\$ 32.60</b>
	LIMPIEZA MANUAL FINAL	M2	8.15	C\$ 4.00	C\$ 32.60
010	SISTEMA PREFABRICADO	c/u	1.00	C\$64831.19	C\$64831.19
<b>TOTAL DE MATERIALES EN CORDOBAS</b>					<b>C\$ 117,349.31</b>
					<b>\$ 3,338.53</b>
<b>TOTA EN DOLARES</b>					
<b>TOTAL DE COSTO MATERIALES</b>					<b>C\$ 117,349.31</b>
<b>COSTO TOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>C\$ 51,080.25</b>
TOTAL EN CORDOBAS					<b>C\$ 168,429.56</b>
TOTAL EN DOLARES					<b>\$ 4,778.14</b>

## Anexo 2. Fichas técnicas



### BOMBAS JET SERIE VERSAJET

#### CARACTERÍSTICAS

- Acero inoxidable en contacto total con el agua (versiones inoxidable), estructura sólida y compacta
- Impulsor con inserto en acero inoxidable, difusor, boquilla jet y venturi moldeados en Noryl®. El Noryl® es un termoplástico cuya confiabilidad está comprobada al ser un material reconocido por sus excelentes propiedades para incrementar la eficiencia y el desempeño hidráulico.
- Carcasa en hierro vaciado para trabajo pesado, asegura una óptima durabilidad y larga vida.
- Sello mecánico que provee un sistema anti-goteo a lo largo del eje del motor.
- Sello flotante de acero inoxidable en el ojo del impulsor para óptimo desempeño y eficiencia.
- Con motor A.O. Smith de alta calidad, probado en la industria y aprobado por UL778 para interiores/exteriores.
- Cada modelo puede ser configurado para Rendimiento Estándar, Alta Presión y Alto Flujo

\* Noryl® es una marca registrada de General Electric Company



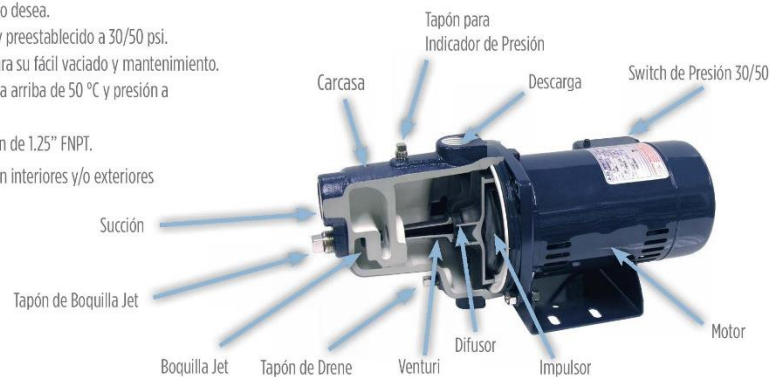
Revolucionario Sistema de Reemplazo Boquillas Jet "Cambio-Rápido"

#### INFORMACIÓN DE PEDIDO

Modelo No.	HP	Descarga/Succión	Voltaje	Unidad de Bombeo	
				No. de Orden	Peso (Lb)
<b>FVJ05CI</b>	1/2	1" x 1-1/4"	115/230	91180005	31
<b>FVJ07CI</b>	3/4	1" x 1-1/4"	115/230	91180007	34
<b>FVJ1CI</b>	1	1" x 1-1/4"	115/230	91180010	51
<b>FVJ15CI</b>	1.5	1" x 1-1/4"	115/230	91180015	56

#### Fácil instalación para invertir menos tiempo en el sitio de trabajo

- El revolucionario sistema de reemplazo de boquillas "Cambio-Rápido" permite la personalización de su bomba de una manera muy sencilla. El rendimiento puede ser rápidamente modificado pasando de la configuración alta presión a la de alto flujo sin tener que desarmar la bomba o remover la tubería.
- Motor de voltaje doble que puede ser configurado a 115 o 230 V.
- Puerto para indicador de presión suministrado para conectar de forma sencilla un indicador adicional si así lo desea.
- Switch de presión instalado y preestablecido a 30/50 psi.
- Tapón de drene integrado para su fácil vaciado y mantenimiento.
- Maneja temperaturas de agua arriba de 50 °C y presión a válvula cerrada de 90 psi.
- Descarga de 1" FNPT y Succión de 1.25" FNPT.
- Aprobación UL778 para uso en interiores y/o exteriores



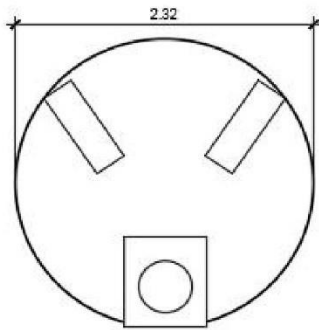


**RENDIMIENTO HIDRÁULICO**

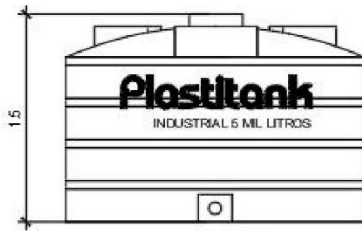
VJ Descarga 1" Succión 1.25"			Presión de Descarga - PSI						Presión a Válvula Cerrada (PS)
Modelo	Boquilla	Elevación Total de Succión (pies)	10	20	30	40	50	60	
			Galones por Minuto						
FVJ05CI	Boquilla B (Estándar)	5	10.9	10.5	10.1	9.5	5.3	2.3	71
		10	9.5	9.1	8.8	8.3	4.5	1.8	
		15	8.1	7.8	7.4	7.0	3.7	1.3	
		20	6.3	6.0	5.8	5.5	3.0	0.7	
	Boquilla C (Alta Presión)	25	4.4	4.3	4.2	4.0	2.2	-	86
		5	9.8	8.9	8.3	7.6	6.6	4.1	
		10	8.3	7.5	7.1	6.7	5.9	3.6	
		15	6.8	6.2	5.9	5.7	5.2	3.1	
	Boquilla A (Alto Flujo)	20	5.3	5.0	4.8	4.6	4.4	2.7	47
		25	3.8	3.8	3.7	3.6	3.5	2.3	
		5	12.8	12.5	12.1	5.2	-	-	
		10	11.4	11.1	10.8	3.6	-	-	
FVJ07CI	Boquilla C (Estándar)	15	10.0	9.8	9.6	1.9	-	-	70
		20	8.0	7.7	6.8	1.0	-	-	
		25	6.0	5.7	4.1	-	-	-	
		5	16.3	15.6	15.1	14.1	9.0	3.8	
	Boquilla D (Alta Presión)	10	14.2	13.6	13.1	12.5	7.8	2.9	73
		15	12.1	11.6	11.2	10.8	6.5	2.0	
		20	9.5	9.1	8.9	8.7	5.0	1.0	
		25	7.0	6.7	6.7	6.6	3.5	-	
	Boquilla A (Alto Flujo)	5	15.8	15.2	14.7	14.1	9.6	4.8	47
		10	13.9	13.2	12.8	12.4	8.5	3.9	
		15	11.9	11.1	10.8	10.6	7.5	3.0	
		20	9.2	8.8	8.6	8.5	6.2	1.8	
FVJ1CI	Boquilla B (Estándar)	25	6.5	6.5	6.4	6.4	4.8	0.6	64
		5	18.9	18.7	18.4	11.6	-	-	
		10	16.8	16.6	16.3	8.0	-	-	
		15	14.8	14.5	14.2	4.4	-	-	
	Boquilla C (Alta Presión)	20	11.8	11.6	11.2	2.2	-	-	71
		25	8.8	8.7	8.1	-	-	-	
		5	21.5	21.0	20.7	20.4	12.8	3.9	
		10	19.2	18.8	18.5	18.2	11.3	2.0	
	Boquilla A (Alto Flujo)	15	16.9	16.6	16.3	16.0	9.7	-	54
		20	13.6	13.4	13.2	13.0	7.4	-	
		25	10.4	10.3	10.1	10.0	5.0	-	
		5	20.4	19.8	19.4	19.1	14.6	7.7	
FVJ15CI	Boquilla B (Estándar)	10	18.1	17.6	17.3	17.1	13.6	6.5	66
		15	15.9	15.4	15.2	15.0	12.6	5.2	
		20	12.7	12.4	12.2	12.1	10.8	3.3	
		25	9.5	9.3	9.2	9.1	9.0	1.4	
	Boquilla C (Alta Presión)	5	23.3	23.0	22.7	20.2	7.6	-	72
		10	20.7	20.3	20.0	17.4	3.8	-	
		15	18.1	17.7	17.3	14.6	-	-	
		20	14.8	14.5	14.2	10.8	-	-	
	Boquilla A (Alto Flujo)	25	11.5	11.3	11.1	7.0	-	-	59
		5	29.0	28.6	28.2	27.8	24.0	11.6	
		10	25.5	25.0	24.8	24.5	21.2	7.7	
		15	21.9	21.5	21.3	21.1	18.5	3.8	
Boquilla C (Alta Presión)	20	17.6	17.2	16.9	16.7	13.8	1.9	72	
	25	13.2	12.9	12.6	12.3	9.2	-		
	5	28.7	28.2	27.9	27.6	26.8	15.5		
	10	25.3	24.8	24.4	24.0	23.4	13.3		
Boquilla A (Alto Flujo)	15	21.9	21.4	20.9	20.5	20.1	11.2	59	
	20	17.4	17.1	16.8	16.6	16.3	7.0		
	25	13.0	12.9	12.7	12.6	12.5	2.8		
	5	30.3	29.9	29.5	29.2	19.5	-		
Boquilla C (Alta Presión)	10	26.9	26.6	26.2	25.9	15.9	-	59	
	15	23.6	23.3	22.9	22.6	12.4	-		
	20	19.0	18.8	18.5	17.9	6.2	-		
	25	14.5	14.3	14.1	13.2	-	-		

# INDUSTRIAL 5,000lts NEGRO

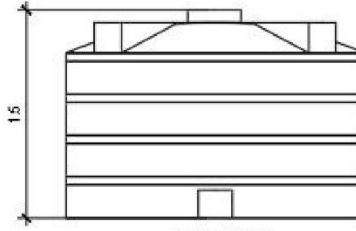
**Plastitank**  
RESISTENCIA POR GENERACIONES



VISTA PLANTA



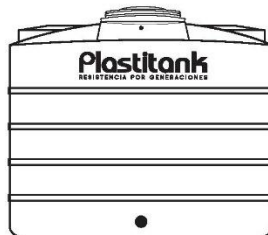
VISTA FRONTAL



VISTA TRASERA



Modo de instalación para azul y negro



Modo de instalación para cisterna



Sistema de gravedad



Sistema hidroneumático



Instalación subterránea

Aprobado por



ALTA CALIDAD Y RENDIMIENTO EN SU USO



EL MAS FUERTE EN EL MERCADO



**100%**  
nicaragüense

(+505) 2299 9222

plastitank.com.ni

La Dosificadora AFT Hydra BL es fabricada con lo más altos estándares de calidad que garantizan su durabilidad y confiabilidad. Es la opción ideal para la exacta dosificación de una amplia variedad de químicos.

### Características Hidráulicas

- Bomba analógica con regulación manual 0-100%
- Hasta 30 GPD ((120 lpd) y hasta 115 PSI (8 bar).
- Cabezal en PVDF-C (PVC + PVDF, con mejor resistencia química y mecánica que el PVC).
- Cheques de bola de cerámica para fiabilidad de la dosificación y amplia compatibilidad química.
- Diafragma en PTFE para mayor resistencia y amplia compatibilidad química.
- Válvula de Purga Manual.
- Montaje en pared con soporte de fijación incluido.

### Aplicaciones

- Potabilización de agua
- Industria y Agroindustria
- Torres de Enfriamiento
- Dosificación de Desinfectantes, floculantes y aditivos
- Dosificación agrícola

### Características Eléctricas

- LED indicador de funcionamiento y con predisposición para sonda de nivel.
- Voltaje dual 110-230 VAC 50/60 HZ
- Protección IP65



## Datos técnicos

La medición de las prestaciones ha sido realizada a temperatura ambiente, con agua, a 1,5 m de altura de aspiración.

### Alimentación:

Consumo reducido, el magneto absorbe solo la cantidad de energía requerida para efectuar la dosificación en las condiciones óptimas de instalación.

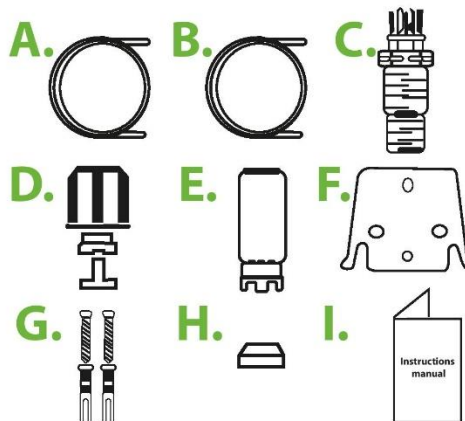
CAUDAL	
GPH	LPH
1.32	5

PRESIÓN	
PSI	BAR
116	8

CONEXIÓN	4x6 mm
IMPULSO/MIN	160
ALIMENTACIÓN	110-230 VAC
CONSUMO	14 W
PESO	3.3 lb
PROTECCIÓN	IP65
DIMENSIONES	190.5 x 92 x 135.5

## Kit de Instalación

- Manguera opaca para la conexión de salida de la bomba al punto de inyección.
- Manguera transparente para la aspiración, para la conexión de la válvula de purga y para el cebado manual.
- Conector de inyección
- Kit conexiones mangueras
- Filtro de fondo
- Soporte para el montaje en pared
- Tapones protección de tornillos cuerpo bomba
- Manual de instrucciones



## Accesorios Adicionales

### AC.VM PVDF



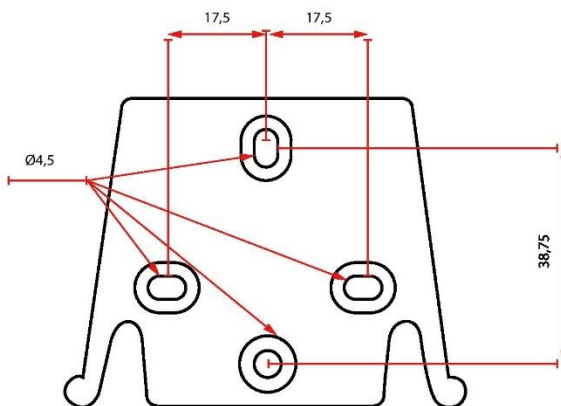
- Válvula Multifunción, antisifón, contrapresión, seguridad.
- Cuerpo de PVDF, membrana en PTFE.
- Presión regular 0 - 72.5 psi
- Presión de descarga 0 - 261 psi

### AC.SL



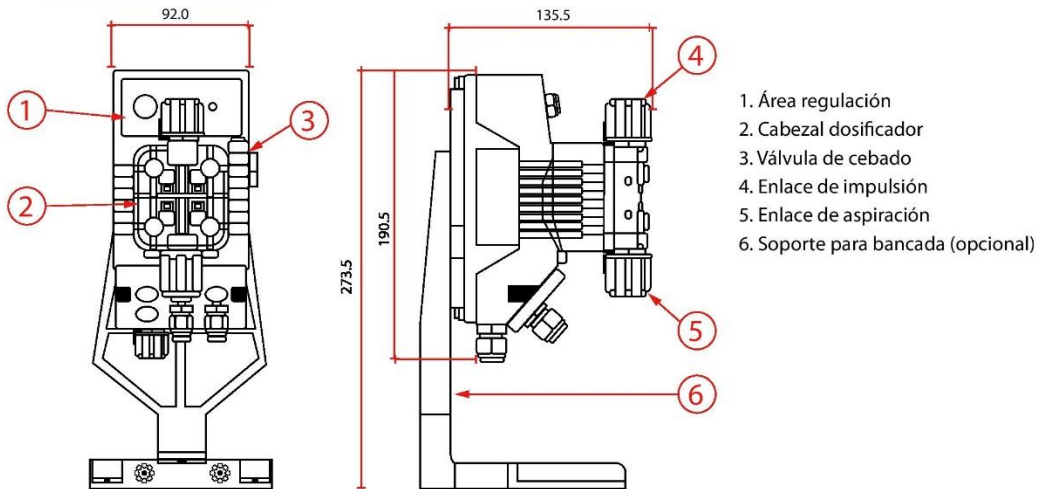
- Sonda de nivel suministrada con cable polar (2m) con soporte.

## Patrón de Perforación

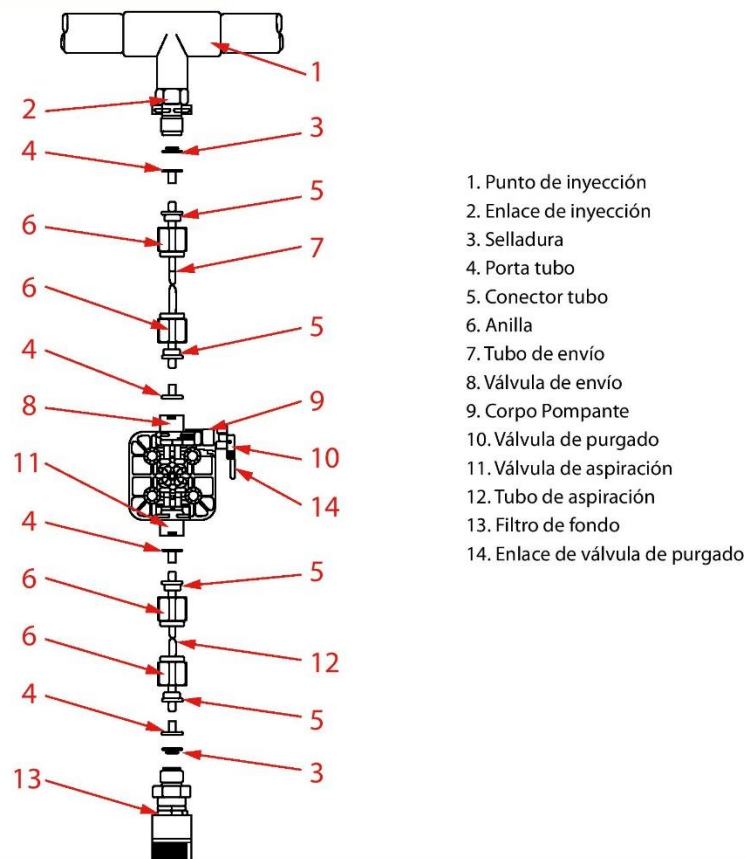




## Dimensiones



## Conexión Hidráulica



## FOSA Y FAFA

La fosa séptica consiste en un tanque de 3 capas de polietileno que sirve como tratamiento primario anaerobio, donde se produce una sedimentación de residuos y digestión de la materia orgánica. Además del almacenamiento de lodos que resulta del proceso de digestión, esta unidad permite alcanzar una reducción significativa de sólidos suspendidos, Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO) y Coliformes fecales. Suficiente para alcanzar un periodo de retención hidráulica de 24 horas más un volumen de almacenamiento de lodos.

Luego de la fosa séptica las aguas ingresan al FAFA, FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE, que consiste en un tanque de 3 capas de polietileno rellena de un lecho filtrante, pedazos de plástico, piedra o cualquier otro material filtrante, en el cual las aguas residuales fluyen hacia arriba poniéndose en este transcurso en contacto con una población de bacterias anaeróbicas que se desarrollan en el material de relleno. Esta población bacteriana normalmente no es arrastrada con el efluente, obteniéndose altos periodos de retención celular con bajos tiempos de retención hidráulica.

### Beneficios

- Tecnología tricapa monocolor.
- Separar sólidos de la parte líquida.
- Digestión anaerobia; para la remoción de la materia orgánica.
- Almacenar los sólidos separados o sedimentados.
- Permitir la descarga del líquido clarificado para su posterior tratamiento.



**100%**  
nicaragüense

📞 (+505) 2299 9222

📷 🌐 [plastitank.com.ni](http://plastitank.com.ni)

# FOSA Y FAFA

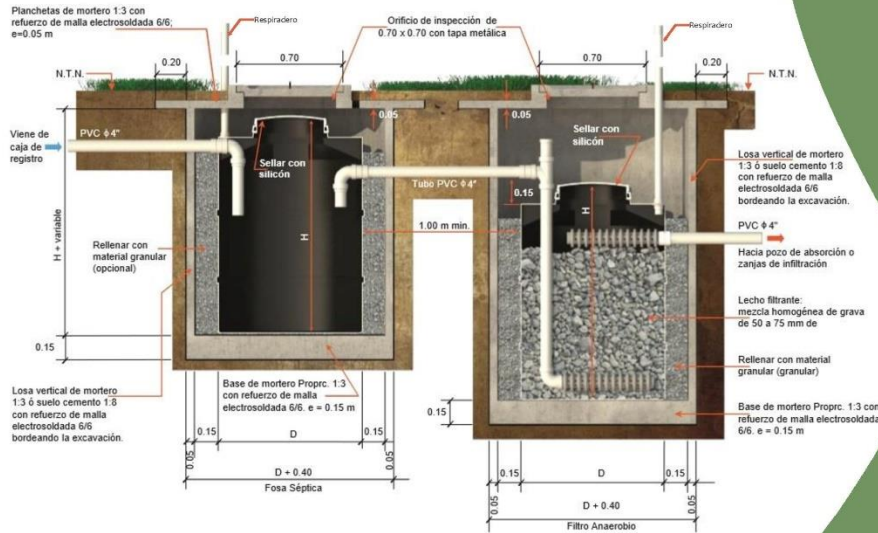
## Especificaciones Fosa Séptica y Fafa

Capacidad lts.	Díámetro m	Altura m	
<b>750</b>	<b>0.97</b>	<b>1.25</b>	<b>5</b>
<b>1,100</b>	<b>1.12</b>	<b>1.37</b>	<b>6</b>
<b>1,850</b>	<b>1.32</b>	<b>1.50</b>	<b>9</b>
<b>2,500</b>	<b>1.60</b>	<b>1.60</b>	<b>14</b>
<b>5,000</b>	<b>2.32</b>	<b>1.50</b>	<b>25</b>
<b>10,000</b>	<b>2.32</b>	<b>2.72</b>	<b>60</b>
<b>22,000</b>	<b>2.82</b>	<b>3.64</b>	<b>123</b>



**Nota:** La capacidad del Fafa siempre será menor a la capacidad de la Fosa.

Ejemplo: Si su Fosa es de 1,100lts su fafa es de 750lts.



**100%**  
nicaragüense

 (+505) 2299 9222

 [plastitank.com.ni](http://plastitank.com.ni)



## FOSA Y FAFA

- Realizar una inspección del tanque cada año o de acuerdo al tiempo de limpieza especificado por el fabricante, para determinar la cantidad de nata acumulada en la superficie del agua y el espesor de la capa de lodo acumulada en el fondo. Al Abrir el tanque séptico para realizar la inspección o limpieza, se debe dejar ventilando al menos 30 minutos para la evacuación de los gases producidos por la degradación anaerobia, nunca deben encenderse fósforo ni cigarrillos, para evitar riesgos de explosión o asfixia.

- Esta inspección se debe realizar utilizando una vara o tubo de PVC de Ø 1", de 2.5m a 3 m, de longitud y envolver la parte inferior (1.0 m) con un trapo blanco e introducir la vara hasta tocar el fondo del tanque de la fosa séptica y mantenerlo ahí durante cinco minutos para permitir que los fangos penetren en el trapo. Retirar la vara y medir la parte de coloración más oscura que se corresponde con la profundidad de lodos. Si la medida es superior a H/3, de la altura útil del tanque para tanque de (1100 y 2500 litros) ó H/2 de la altura del tanque cm., la fosa séptica debe ser vaciada.

- Los lodos sedimentados deben extraerse por medio de una bomba de succión de semisólidos o de forma manual. Al extraer los lodos, debe tenerse el cuidado de no extraerlos en su totalidad, pues se necesita una pequeña fracción de los mismos (aproximadamente un 5% del volumen útil) para el tratamiento biológico. Únicamente hay que extraer los lodos oscuros, cuando se observe un cambio de coloración del agua de oscuro a gris se debe detener la evacuación, se recomienda escoger cuando la entrada de agua residuales sea mínima o nula al tanque séptico.



100%  
nicaragüense

(+505) 2299 9222

Instagram Facebook Website [plastitank.com.ni](http://plastitank.com.ni)



Anexo 3. Fuente de abastecimiento de agua potable



#### Anexo 4. Planos

<b>ORDEN</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	CONJUNTO SISTEMA DE AGUA POTABLE
2	SISTEMA DE AGUA POTABLE PARTE 1
3	SISTEMA DE AGUA POTABLE PARTE 2
4	ISOMÉTRICO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE
5	DETALLES DE ARTEFACTOS Y ACCESORIOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE
6	SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PRINCIPAL PARTE 1
7	SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PRINCIPAL PARTE 2
8	SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL SECUNDARIO
9	SECCIÓN LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE CANAL
10	SISTEMA DE AGUAS GRISES
11	ISOMÉTRICO DE SISTEMA DE AGUAS GRISES
12	SISTEMA DE AGUAS NEGRAS
13	ISOMÉTRICO DE SISTEMA DE AGUAS NEGRAS
14	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS Y DISPOSICIÓN FINAL
15	DETALLES DE CAJAS DE REGISTRO Y TRAMPA DE GRASAS
16	DETALLES DE ELEMENTOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS GRISES Y DISPOSICIÓN FINAL
17	CONJUNTO SISTEMA DE AGUAS GRISES Y AGUAS NEGRAS