



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dpto. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

Optimización de los colectores de aguas residuales urbanas y diseño del sistema de tratamiento de los vertidos de las poblaciones rurales de Chagres y Robles del municipio de Jamundi, Colombia.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

AUTOR/A: Cortes Gomez, Mauricio

Tutor/a: Martín Monerris, Miguel

Cotutor/a: Hernández Crespo, Carmen

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023

# Trabajo Fin de Máster

## **OPTIMIZACIÓN DE LOS COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES URBANAS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LOS VERTIDOS DE LAS POBLACIONES RURALES DE CHAGRES Y ROBLES EN EL MUNICIPIO DE JAMUNDI, COLOMBIA**

**Intensificación: HIDRÁULICA URBANA**

**Autor:**

**MAURICIO CORTÉS GÓMEZ**

**Tutores:**

**DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS**

**Cotutor/es:**

**DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO**

**SEPTIEMBRE, 2023**



**UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA**

**mihma**  
máster en ingeniería  
hidráulica y medio ambiente

## ***Agradecimientos***

A Dios, mis padres, a mis tías Alba y Olga, y mi familia por su dedicación y cariño brindado que se refleja en poder alcanzar esa meta.

A mis tutores, Miguel Martín y Carmen Hernández por sus valiosos aportes.

A mis profesores, P. Amparo López, Pedro Iglesias, F. Javier Martínez, E. Javier Asensi, Vicent Espert y Andrés Doménech, por la calidad y su compromiso con la enseñanza.

A todos los docentes del Máster de Ingeniería Hidráulica y Ambiental de la UPV que hicieron de esta una experiencia enriquecedora a nivel profesional y cultural.

A todos mis compañeros y amigos del Máster, en especial a Javier, Fernanda, Ramiro, Cesar y Camila.

A mis amigos Karen, Alexander, Sergio y German por sus recomendaciones y su amistad.



## TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN .....	1
2.	OBJETIVOS.....	2
2.1.	Objetivo general .....	2
2.2.	Objetivos específicos .....	2
3.	CONCEPTOS PREVIOS .....	3
3.1.	Aguas residuales urbanas.....	3
3.2.	Red de saneamiento o red de alcantarillado .....	4
3.2.1.	Clasificación de las redes de saneamiento .....	4
3.2.1.1.	Según el tipo de agua .....	4
3.2.1.2.	Según el sistema de circulación.....	4
3.3.	Caudales de agua residual .....	5
3.4.	Depuración de las aguas residuales .....	7
3.4.1.	Etapas del sistema de depuración .....	7
3.4.1.1.	Pretratamientos .....	8
	<input type="checkbox"/> Medición del caudal.....	8
	<input type="checkbox"/> Aliviadero de entrada .....	9
	<input type="checkbox"/> Canal de desbaste.....	10
	<input type="checkbox"/> Desarenadores .....	10
	<input type="checkbox"/> Desengrasado .....	11
3.4.1.2.	Tratamiento primario .....	11
	<input type="checkbox"/> Tanque o fosa séptica .....	12
	<input type="checkbox"/> Tanque Baffled .....	13
	<input type="checkbox"/> Tanque Imhoff .....	13
3.4.1.3.	Tratamiento secundario: Humedales artificiales .....	14
	<input type="checkbox"/> Aplicaciones .....	15
	<input type="checkbox"/> Mecanismos de depuración .....	15
	<input type="checkbox"/> Tipo de humedales artificiales.....	17
4.	CASO DE ESTUDIO.....	20
4.1.	Ubicación.....	20
4.1.1.	Corregimiento de Chagres .....	20
4.1.2.	Corregimiento de Robles.....	20
4.2.	Características generales .....	21
4.2.1.	Hidrografía.....	21
4.2.2.	Situación económica .....	22
4.2.3.	Situación demográfica .....	22
4.2.4.	Situación ambiental .....	22
4.2.4.1	Calidad del río Cauca .....	24
4.3.	Estudios previos y proyectos realizados.....	26
4.3.1.	Diseño de la red de saneamiento y EDAR para Chagres y Robles.....	26
4.3.2.	Diagnóstico de la EDAR de Chagres (Chapinero).....	26
4.3.3.	Diseño y estudios del Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos para las poblaciones rurales de Villacolombia, Potrerito y Chagres .....	27
4.3.4.	Proyectos ejecutados en la zona .....	27
4.3.5.	Utilización de infraestructura existente EDAR Robles .....	28
4.4.	Población de diseño.....	29
4.4.1.	Población actual de Chagres .....	29
4.4.2.	Población actual de Robles.....	29
4.4.3.	Población de diseño .....	29
4.4.4.	Tasa de crecimiento .....	30

---

4.5.	Parámetros de diseño .....	31
4.5.1.	Dotación .....	31
4.5.2.	Coeficiente de retorno .....	32
4.5.3.	Caudales de agua residual.....	32
4.5.4.	Caracterización de las aguas residuales .....	34
5.	<b>EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA RED DE SANEAMIENTO</b> .....	37
5.1.	Parámetros del modelo hidrológico .....	37
5.1.1.	Subcuencas de drenaje.....	37
5.1.1.1.	Área de drenaje .....	38
5.1.1.2.	Ancho escorrentía superficial .....	38
5.1.1.3.	Pendiente media subcuencas .....	38
5.1.1.4.	Grado de impermeabilidad .....	39
5.1.1.5.	Modelo de infiltración .....	39
5.1.1.6.	Coeficiente de rugosidad superficial .....	42
5.1.1.7.	Almacenamiento en depresión.....	43
5.1.1.8.	Área Impermeable sin pérdidas almacenamiento .....	43
5.1.1.9.	Tormenta de diseño.....	43
5.2.	Caudales residuales.....	44
5.3.	Criterios hidráulicos.....	44
5.3.1.	Diámetro mínimo .....	45
5.3.2.	Coeficiente de Manning.....	45
5.3.3.	Comprobación de velocidad.....	46
5.3.4.	Comprobación de capacidad de los conductos .....	46
5.3.5.	Separación máxima entre registros.....	46
5.3.6.	Caída en los pozos.....	47
5.4.	Método de cálculo .....	47
5.4.1.	Modelos de simulación de cuencas .....	47
5.4.2.	Modelo SWMM .....	48
5.4.2.1.	Aplicaciones del modelo "SWMM" .....	48
5.5.	Resultados de la simulación .....	48
5.6.	Resultado del modelo en tiempo seco.....	49
5.7.	Resultado del modelo en tiempo de lluvia .....	50
5.8.	Diagnóstico del estado de la red.....	56
5.9.	Actuaciones de mejora de la red .....	57
5.9.1.	Soluciones para optimización de la red.....	58
6.	<b>DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO</b> .....	62
6.1.	Pretratamiento.....	62
6.1.1.	Aliviadero de entrada .....	62
6.1.2.	Canal de desbaste.....	65
6.1.3.	Reja de gruesos .....	65
6.1.4.	Desarenador.....	68
6.2.	Tratamiento primario .....	69
6.2.1.	Tanque Imhoff .....	69
6.2.2.	Gestión de lodos.....	79
6.3.	Tratamiento secundario: Humedal subsuperficial horizontal .....	84
6.3.1.	Dimensionamiento biológico .....	85
6.3.2.	Dimensionamiento hidráulico .....	89
6.3.2.1.	Dimensionamiento estación de bombeo .....	93
6.3.2.2.	Resumen cálculos del sistema de tratamiento seleccionado .....	99
6.3.2.3.	Plan de manejo y mantenimiento .....	102
6.3.2.4.	Vegetación a plantar .....	103
6.3.2.5.	Cosecha de la vegetación .....	103
6.3.2.6.	Disposición de la vegetación.....	103
7.	<b>CONCLUSIONES</b> .....	104
8.	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	106
9.	<b>ANEXOS</b> .....	110

9.1.	ANEXO 1.....	111
9.2.	ANEXO 2.....	113
9.3.	ANEXO 3.....	118
9.4.	ANEXO 4.....	121

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Composición típica del agua residual doméstica bruta.....	3
Tabla 2.	Análisis de parámetros fisicoquímicos para distintos puntos de muestreo para el tramo I de la cuenca del río Cauca.....	24
Tabla 3.	Objetivos de calidad para el tramo I de la cuenca del río Cauca.....	25
Tabla 4.	Proyectos y partidas para mejoramiento calidad del agua en la cuenca del río Cauca.....	28
Tabla 5.	Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.....	31
Tabla 6.	Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades.....	33
Tabla 7.	Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU) en pequeños municipios.....	35
Tabla 8.	Valores de concentración teórica del influente y límites permisibles en España y Colombia.....	36
Tabla 9.	Número de curva de escorrentía para áreas urbanas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e $I_a=0.2S$ .....	41
Tabla 10.	Coefficientes de rugosidad de Manning.....	46
Tabla 11.	Porcentaje de tuberías en carga.....	54
Tabla 12.	Resumen de actuaciones.....	61
Tabla 13.	Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas.....	65
Tabla 14.	Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un desarenador de flujo horizontal.....	67
Tabla 15.	Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff.....	70
Tabla 16.	Requerimientos de área para lechos de secado a cielo abierto.....	80
Tabla 17.	Requerimientos de área para lechos de secado a cielo abierto.....	81
Tabla 18.	Porcentajes de eliminación de contaminante en tratamiento primario y límites de vertido.....	83
Tabla 19.	Valores recomendados de $K_A$ .....	87
Tabla 20.	Ordenes de magnitud de la conductividad hidráulica ( $K_s$ ) en función del tipo de material granular utilizado como substrato en un humedal construido de flujo subsuperficial.....	90
Tabla 21.	Parámetros de diseño estación de bombeo.....	94
Tabla 22.	Caudales y factores pico típicos para el tratamiento de aguas residuales.....	94

Tabla 23. Resumen cálculos pozo de bombeo.....	95
Tabla 24. Resumen cálculos impulsión.....	95
Tabla 25. Resumen cálculos y características del sistema de bombeo .....	96
Tabla 26. Población y caudales .....	99
Tabla 27. Resumen cálculo pretratamiento .....	99
Tabla 28. Resumen cálculo tratamiento primario.....	100
Tabla 29. Resumen cálculo tratamiento secundario .....	101
Tabla 30. Estimación de costes aproximados para inversión EDAR Robles .....	102

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vertedero triangular para medición de caudal. Fuente: (CEDEX, 2010).....	9
Figura 2. Esquema de canal de desbaste con aliviadero lateral. Fuente: (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).....	9
Figura 3. a) Reja mediana manual. Fuente: (De Marquez, 2016). b) Reja gruesos manual. Fuente: (UCC, 2017). .....	10
Figura 4. Canal desarenador. Fuente: (Lozano-Rivas, 2012).....	11
Figura 5. Esquema general de una fosa séptica con dos compartimientos. Fuente: (ITC, 2006). .....	12
Figura 6. Esquema general de un tanque Baffled. Fuente: (ONU HABITAT, 2008).....	13
Figura 7. Esquema general de un tanque Imhoff con tres compartimientos. ....	14
Figura 8. Esquema de un humedal de flujo superficial. Fuente: (CEDEX, 2010). .....	18
Figura 9. Esquema general de un humedal de flujo subsuperficial horizontal.....	19
Figura 10. Esquema general de un humedal de flujo subsuperficial vertical.....	19
Figura 11. Localización de las poblaciones de Robles y Chagres.....	21
Figura 12. Tributación de las aguas del río Timba al río Cauca. Fuente: Elaboración propia .....	23
Figura 13. Humedal Cauquita con excesivo crecimiento de vegetación. Fuente: Elaboración propia .	23
Figura 14. Vista general de la EDAR existente de Robles.....	26
Figura 15. Variación crecimiento de la población rural y urbana. ....	31
Figura 16. Mapa de pendientes del área de estudio. (Elaboración propia). .....	39
Figura 17. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia .....	44
Figura 18. Red de saneamiento de Robles y Chagres. ....	49
Figura 19. Resultados simulación capacidad de la red en tiempo seco .....	50
Figura 20. Informe de resultados globales de la red.....	51

---

<i>Figura 21. Resultados simulación capacidad de la red con aporte de lluvias .....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 22. Parte del informe SWMM caudal de conductos; C1-C17. ....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 23. Parte del informe SWMMM caudal de conductos; C18-C38. ....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 24. Parte del informe SWMMM caudal de conductos; C39-C59. ....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 25. Resultados en los pozos de la red en términos de caudal. ....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 26. Variación de la capacidad de los conductos C1, C6 y C17. ....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 27. Perfil longitudinal de la lámina de agua de los conductos C12 a C109. ....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 28. Perfil longitudinal de la lámina de agua de los conductos C19 a C108. ....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 29. Perfil longitudinal de la lámina de agua de los conductos C19 a C110. ....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 30. Perfil longitudinal de la lámina de agua de los conductos C102 a C8. ....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 31. Perfil longitudinal de los conductos C102 a C8 después de las actuaciones. ....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 32. Perfil longitudinal de los conductos C102 a C8 después de las actuaciones. ....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 33. Perfil longitudinal de los conductos C104 a C46 con actuaciones. ....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 34. Esquema sistema tratamiento. Fuente (Bayas, 2018). ....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 35. Esquema de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular. Fuente: (García Serrano &amp; Corzo Hernández, 2008). ....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 36. Esquema de un tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos. No se muestra el resguardo. Fuente: (García Serrano &amp; Corzo Hernández, 2008). ....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 37. a) y b) Eras de secado de la EDAR del municipio de La Calera, Colombia. ....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 38. Vista planta eras de secado. Fuente: (Elaboración propia). ....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 39. Corte transversal eras de secado. Fuente: (Elaboración propia). ....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 40. Características de operación, diseño y depurativas de los humedales construidos. Fuente: ((Vidal &amp; Hormazábal, 2018). ....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 41. Esquema sistema de depuración con humedales artificiales para Chagres y Robles. ....</i>	<i>97</i>
<i>Figura 42. Implantación sistema de distribución con humedales artificiales para Chagres y Robles. .</i>	<i>98</i>

## Resumen del Trabajo de Fin de Máster

### Datos del proyecto

**Título del TFM en español:** OPTIMIZACIÓN DE LOS COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES URBANAS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LOS VERTIDOS DE LAS POBLACIONES RURALES DE CHAGRES Y ROBLES DEL MUNICIPIO DE JAMUNDI, COLOMBIA.

**Título del TFM en inglés:** OPTIMIZATION OF URBAN WASTEWATER COLLECTORS AND DESIGN OF THE DISCHARGE TREATMENT SYSTEM FOR THE RURAL POPULATIONS OF CHAGRES AND ROBLES IN THE MUNICIPALITY OF JAMUNDI, COLOMBIA.

**Título del TFM en Valenciano:** OPTIMITZACIÓ DELS COL·LECTORS D'AIGÜES RESIDUALS URBANES I DISSENY DEL SISTEMA DE TRACTAMENT DELS ABOCAMENTS DE LES POBLACIONS RURALS DE \*CHAGRES I ROBLES DEL MUNICIPI DE \*JAMUNDI, COLÒMBIA.

**Alumno:** MAURICIO CORTÉS GÓMEZ.

**Tutores:**

DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

**Cotutor/es:**

DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

**Director experimental:**

**Fecha de Lectura:** SEPTIEMBRE, 2023

### Resumen

#### En español

Las comunidades rurales en Suramérica y sobre todo en Colombia, no poseen una buena infraestructura de saneamiento debido a la poca inversión económica y mala gestión que realizan las empresas locales de saneamiento porque carecen de recursos económicos suficientes para realizar labores preventivas y actuaciones de mejora de los colectores. Por lo tanto, es habitual que los colectores de aguas residuales urbanas se encuentre en mal estado y cada tanto, entren en carga por la poca capacidad hidráulica o mal diseño, lo que genera molestias y problemas de salubridad a la población. Además de presentarse deficiencia en el sistema de saneamiento, también es muy común que las aguas residuales urbanas de las pequeñas poblaciones rurales se dispongan sin tratamiento en fuentes de agua,

generando un impacto negativo y deteriorando gravemente los cuerpos de aguas superficiales, ya sea rios o arroyos.

El presente Trabajo de Fin de Máster tiene cómo finalidad proponer mejoras a nivel de diseño de la red existente de colectores de aguas residuales en las poblaciones rurales de Chagres y Robles ubicadas en el municipio de Jamundi, Colombia, siendo que en proyectos técnicos realizados con anterioridad se ha identificado problemas de capacidad hidráulica, desbordamientos y otras fallas.

El diseño de un sistema de tratamiento de las aguas residuales para estos dos poblados rurales también es un objetivo a desarrollar. En la actualidad, las aguas residuales están siendo descargadas sin tratamiento al río Cauca, importante fuente de agua que surte a los abastecimientos de algunas de las más importantes ciudades de Colombia. El sistema a diseñar será un humedal artificial y unidades complementarias por ser una tecnología adecuada y económica para implementar en pequeñas poblaciones y con los beneficios de obtener una calidad aceptable del vertido.

### **En valenciano**

Les comunitats rurals a Sud-amèrica i sobretot a Colòmbia, no posseeixen una bona infraestructura de sanejament degut a la poca inversió econòmica i mala gestió que realitzen les empreses de sanejament locals perquè manquen de recursos \*economicos suficients per a realitzar labors preventives i actuacions de millora dels col·lectors. Per tant, és normal que els col·lectors d'aigües residuals urbanes es trobe en mal estat i cada punt, entren en càrrega per la poca capacitat hidràulica o mal disseny, la qual cosa genera molèsties i problemes de salubritat a la població. A més de presentar-se deficiència en el sistema de sanejament, és també molt comú que les aigües residuals urbanes de les xicotetes poblacions rurals es disposen sense tractament en fonts d'aigua, generant un impacte negatiu i deteriorant greument els cossos d'aigües superficials, ja siga \*rios o xicotets rierols.

El present Treball de Fi de Màster té com finalitat proposar millores a nivell de disseny de la xarxa existent de col·lectors d'aigües residuals en les poblacions rurals de \*Chagres i Robles situades en el municipi de \*Jamundi, Colòmbia, sent que en

projectes \*tecnicos realitzats amb anterioritat s'ha identificat problemes de capacitat hidràulica i/o desbordaments i altres falles.

El disseny d'un (1) sistema de tractament de les aigües residuals per a aquests dos poblats rurals \*tambien és un objectiu a desenvolupar. Les aigües residuals \*estan actualment sent descarregades sense tractament al va riure \*Cauca, important font d'aigua que assorteix als proveïments d'algunes de les més importants ciutats de Colòmbia. El sistema a dissenyar serà un aiguamoll artificial i unitats complementàries per ser una \*tecnologia adequada i \*economica per a implementar en xicotetes poblacions i amb els \*beneficicios d'obtindre una qualitat acceptable de l'abocament.

### **En inglés**

Rural communities in South America and especially in Colombia, do not have a good sanitation infrastructure due to the low economic investment and poor management carried out by local sanitation companies because they lack sufficient economic resources to carry out preventive work and improvement actions. collectors. Therefore, it is normal for urban wastewater collectors to be in poor condition and from time to time, they come into charge due to low hydraulic capacity or poor design, which generates inconvenience and health problems for the population. In addition to presenting deficiencies in the sanitation system, it is also very common for urban wastewater from small rural populations to be disposed of without treatment in water sources, generating a negative impact and seriously deteriorating surface water bodies, whether rivers or small streams.

The purpose of this Master's Thesis is to propose improvements at the design level of the existing network of wastewater collectors in the rural populations of Chagres and Robles located in the municipality of Jamundi, Colombia, being that in technical projects carried out previously Hydraulic capacity problems and/or overflows and other failures have been identified.

The design of one (1) wastewater treatment system for these two rural towns is also an objective to be developed. The wastewater is currently being discharged without treatment into the Cauca River, an important source of water that supplies the

supplies of some of the most important cities in Colombia. The system to be designed will be an artificial wetland and complementary units as it is an adequate and economical technology to implement in small towns and with the benefits of obtaining an acceptable quality of the discharge.

**Palabras clave español:** Sistema de colectores, aguas residuales urbanas, tratamiento de aguas, humedales artificiales

**Palabras clave valenciano:** Sistema de col·lectors, aigües residuals urbanes, tractament d'aigües, aiguamolls artificials.

**Palabras clave inglés:** Sewer systems, urban wastewaters, water treatment, constructed wetlands

---

---

## 1. INTRODUCCIÓN

Las comunidades rurales en Suramérica y en algunas poblaciones de Colombia no poseen una buena infraestructura de saneamiento debido a la poca inversión económica y mala gestión que realizan las empresas locales porque carecen de recursos para labores de mantenimiento y actuaciones de mejora. Por lo tanto, es común que los colectores de aguas residuales urbanas se encuentren en mal estado y cada tanto, entran en carga y se desbordan por poca capacidad hidráulica o un mal diseño, lo que genera molestias y expone a la población a sufrir problemas de salubridad.

Dentro de los riesgos a la salud humana por contacto con aguas residuales sin depurar está el riesgo de contraer enfermedades gastrointestinales relacionadas con virus, protozoarios y parásitos; entre los que se encuentran los quistes de amebas y huevos de helmintos. Además, según la OPS (2005) las enfermedades cuyo origen está relacionado con las aguas residuales como la diarrea, el cólera, la disentería, la fiebre tifoidea y la poliomielitis tienen alta incidencia en poblaciones de las zonas rurales, debido a la mala gestión y poco conocimiento del peligro que trae consigo disponer sin tratamiento los vertidos, haciéndolas propensas a brotes de enfermedades diarreicas.

De igual manera, cuando las aguas residuales urbanas son vertidas sin tratar a un cauce receptor, se pueden producir perjuicios, por ejemplo: malos olores, sabores en el agua potable y la restricción del uso para baño, riego de cultivos y para uso industrial.

Por tanto, se hace necesario plantear propuestas y actuaciones para la gestión de las aguas residuales como la optimización de las redes de saneamiento para su recolección y el diseño del tratamiento adecuado antes del vertido a un cuerpo receptor evitando con ello los impactos ambientales y la afectación de la salud humana.

## 2. OBJETIVOS

El presente Trabajo de Fin de Máster tiene la finalidad de proponer mejoras a nivel de diseño de la red existente de colectores de aguas residuales domésticas de las poblaciones de Chagres y Robles ubicadas en el municipio de Jamundí, Colombia, ya que en proyectos técnicos realizados con anterioridad se ha identificado problemas de capacidad hidráulica, desbordamientos y otras fallas.

Además, se pretende diseñar un humedal artificial con sus unidades complementarias para el tratamiento de las aguas residuales para estos dos poblados debido a que sus aguas residuales se están vertiendo sin tratamiento al río Cauca que surte gran parte de los abastecimientos de los municipios de Colombia.

A continuación, se resume los objetivos planteados en el presente TFM.

### 2.1. Objetivo general

- Analizar la red de saneamiento de aguas residuales de las poblaciones rurales de Chagres y Robles y proponer un sistema de tratamiento para sus vertidos.

### 2.2. Objetivos específicos

- Evaluar los sistemas de saneamiento de las poblaciones rurales de Chagres y Robles a partir de su situación actual, determinar las principales problemáticas en cuanto al funcionamiento hidráulico, y proponer actuaciones para su optimización.
- Diseñar un humedal de flujo subsuperficial horizontal cómo sistema de tratamiento de agua para los vertidos de aguas urbanas de las poblaciones rurales de Chagres y Robles, de acuerdo a las necesidades locales y los límites de vertidos establecidos en la normatividad.

### 3. CONCEPTOS PREVIOS

#### 3.1. Aguas residuales urbanas

La Ordenanza Municipal de Saneamiento de la ciudad de Valencia de 2016 define las aguas residuales urbanas como aquellas que proceden exclusivamente del uso residencial y dotacional.

Las aguas residuales urbanas tienen una composición más o menos uniforme, que facilita los procesos de tratamiento y deriva sólo de efluentes domésticos, aunque la composición varía influenciada por algunos factores como son los hábitos alimentarios, consumo de agua y uso de productos de limpieza en el hogar. etc. (Espigares García & Pérez López, 1987).

En la Tabla 1 se presenta según Metcalf & Eddy (1995) la composición típica de las aguas residuales urbanas.

*Tabla 1. Composición típica del agua residual doméstica bruta.*

Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
<b>Sólidos totales (ST)</b>	mg/l	350	720	1.200
<b>Sólidos disueltos (SDT)</b>	mg/l	250	500	850
<b>Sólidos en suspensión</b>	mg/l	100	220	350
<b>Sólidos sedimentables</b>	mg/l	5	10	20
<b>Demanda bioquímica de oxígeno (DBO<sub>5</sub>, 20°C)</b>	mg/l	110	220	400
<b>Carbono orgánico total (COT)</b>	mg/l	80	160	290
<b>Demanda química de oxígeno (DQO)</b>	mg/l	250	500	1.000
<b>Nitrógeno (total en la forma N)</b>	mg/l	20	40	85
<b>Fósforo (total en la forma de P)</b>	mg/l	4	8	15
<b>Cloruros</b>	mg/l	30	50	100
<b>Alcalinidad (como CaCO<sub>3</sub>)</b>	mg/l	50	100	200
<b>Grasa</b>	mg/l	50	100	150
<b>Coliformes totales</b>	n°/100 ml	10 <sup>6</sup> -10 <sup>7</sup>	10 <sup>7</sup> -10 <sup>8</sup>	10 <sup>7</sup> -10 <sup>9</sup>
<b>Compuestos orgánicos volátiles (COV<sub>s</sub>)</b>	micrg/l	<100	100-400	>400

*Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995).*

### 3.2. Red de saneamiento o red de alcantarillado

El Reglamento Técnico de Agua Potable y Saneamiento de Colombia (RAS) de 2017 la define como el conjunto de elementos y estructuras cuya función es la recolección, conducción y evacuación hacia las plantas de tratamiento y/o cuerpos receptores de agua, de las aguas residuales y/o lluvias producidas en una ciudad o municipio.

Por otro lado, la Ordenanza Municipal de la ciudad de Valencia de 2016 define la red de saneamiento como el conjunto de conductos o instalaciones que sirven para la evacuación de las aguas residuales y pluviales.

Por último, las obras de alcantarillado u obras de aguas residuales incluyen todas las estructuras físicas requeridas para su recolección, tratamiento y disposición.

#### 3.2.1. Clasificación de las redes de saneamiento

Las redes de saneamiento se clasifican en función del tipo de agua que han de transportar o según el sistema de circulación.

##### 3.2.1.1. Según el tipo de agua

Según el tipo de agua que transportan las redes de alcantarillado pueden ser unitarias o separativas:

- **Red unitaria o combinada**

Es aquella red de saneamiento que se dimensiona con capacidad suficiente para asumir en un mismo conducto las aguas residuales y las pluviales de la cuenca o zona objeto del proyecto.

- **Red separativa**

Es aquella red o sistema que se dimensiona con capacidad suficiente para asumir solamente las aguas **residuales** o pluviales de la cuenca o zona del proyecto. Es decir, las aguas pluviales y las aguas residuales discurren por conductos diferentes.

##### 3.2.1.2. Según el sistema de circulación

Las redes según el sistema de circulación pueden ser por:

- **Gravedad**

Las redes de saneamiento se diseñan para funcionar por el principio de la gravedad o lamina libre por la diferencia de cotas del terreno, desde una mayor a una menor cota.

- **Impulsión**

En áreas que tienen terreno plano, más de un área de drenaje, secciones situadas en zonas con cotas bajas o complicaciones similares se requiere una red por impulsión o bombeo esto para generar una presión o energía suficiente para vencer la diferencia de cotas del sistema.

- **Por vacío**

Se genera una succión o depresión en la red por una estación que permite el tránsito de las aguas residuales, esto ocurre cuando se abre una válvula de vacío cuando se alcanza el nivel de llenado de los depósitos del agua residual

### **3.3. Caudales de agua residual**

Las aguas residuales generadas en pequeños núcleos de población difieren tanto en caudal como en composición de las generadas en medianas y grandes aglomeraciones, debido tanto al diferente grado de desarrollo económico y social de la población, como a su condición de tamaño reducido, que las hace muy sensibles a cualquier alteración en sus condiciones. Las grandes poblaciones poseen una capacidad laminadora, por su superficie de aportación y caudal, con la que no cuentan las pequeñas aglomeraciones urbanas. La dotación de agua por habitante en este tipo de poblaciones suele ser menor, debido a que en muchos casos se trata de poblaciones rurales con un menor desarrollo económico (CEDEX, 2010).

Los caudales de aguas residuales de los pequeños núcleos de población se caracterizan por presentar grandes variaciones horarias, diarias e incluso mensuales (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Dichas oscilaciones en el caudal residual son debidas a los consumos asociados a la climatología o actividades que se desarrollan en la población (por ejemplo, entre días laborales y fines de semana y entre meses de invierno y verano) (Martín & Hernández-Crespo, 2020).

Adicionalmente también la variabilidad en el caudal depende del tipo y estado de la red de saneamiento, ya que se aportarán caudales de agua residual de actividades industriales y de agua de escorrentía, si se trata de una red unitaria y agua de infiltración que puede ingresar por las juntas y fisuras de tubería en mal estado.

El análisis de las características y las variaciones de los caudales de aguas residuales es importante para el diseño hidráulico tanto de las redes de saneamiento como de las instalaciones de tratamiento, haciendo evaluaciones a partir de datos disponibles, y en caso de no existir, García Serrano & Corzo Hernández (2008) recomiendan que los caudales deben ser estimados a partir de:

- Campañas de aforo: Donde se mide los caudales de agua residual a lo largo del tiempo y su caracterización fisicoquímica.
- Caudales de abastecimiento: Se pueden determinar a partir de los consumos de agua de abastecimiento. En pequeñas poblaciones se puede suponer que un 80-90% del agua de abastecimiento se convierte en agua residual.
- Dotaciones de agua residual: Se pueden usar valores de producción de agua residual por habitante, obtenidos de estudios donde se evalúa estadísticamente campañas de aforo de una zona similar.

Según Metcalf & Eddy (1995), a partir del estudio de los datos de caudales de aguas residuales se obtiene importantes parámetros de diseño como:

- ✓ Caudal medio diario: es el caudal medio en 24 horas obtenido a partir de los datos de todo el año. Los caudales medios se emplean para la determinación de la capacidad de una planta de tratamiento y para obtener los caudales de diseño.
- ✓ Caudales punta horario: es el caudal horario punta que se da en un periodo de 24 horas, obtenido de a partir de los datos de explotación anuales. Es de interés para el diseño de colectores, estaciones de bombeo de aguas residuales, medidores de caudal de agua residual, desarenadores y canales de una planta de tratamiento.

### **3.4. Depuración de las aguas residuales**

La depuración de las aguas residuales se hace necesaria para evitar la contaminación de las aguas continentales y los efectos nocivos que estas puedan tener sobre la flora y la vida acuática.

Uno de los daños al ecosistema acuático ocurre si no se elimina el contenido en grasa antes del vertido del agua residual, porque puede interferir con los organismos existentes en las aguas superficiales y crear películas y acumulaciones de materia flotante desagradables, impidiendo en determinadas ocasiones la realización de actividades como la fotosíntesis, respiración y transpiración (ITC, 2006).

Otro de los inconvenientes que puede ocasionar el vertido de las aguas residuales a un cuerpo receptor son la hipereutrofización (excesivo crecimiento algas y macrófitas) en lagos y embalses, a causa de la presencia de concentraciones significativas de nutrientes.

Adicionalmente, altos niveles de nitrógeno en las aguas residuales pueden causar la reducción del oxígeno disuelto en los ecosistemas hídricos receptores y, para peces y otras especies, puede llegar a constituirse en un tóxico (Lozano-Rivas, 2012).

#### **3.4.1. Etapas del sistema de depuración**

El tratamiento de las aguas residuales urbanas supone la aplicación de unos procesos físicos, biológicos y químicos, de forma que los niveles de contaminación que queden en los efluentes tratados cumplan los límites legales existentes y puedan ser asimilados de forma natural por los medios receptores (ITC, 2006)

La descarga de aguas residuales crudas causa problemas a los ecosistemas de los cuerpos receptores y a la salud humana, cómo se mencionó en el apartado anterior, por tanto, es necesario una buena gestión desde su recolección a través de una red de alcantarillado en óptimas condiciones y la depuración con una tecnología adecuada.

El diseño de humedales subsuperficiales como tecnología de tratamiento en pequeñas comunidades nucleadas urbanas o rurales es muy factible de implementar en climas tropicales debido a la temperatura de las aguas residuales, lo que a su vez acelera los

procesos de bioconversión resultando en ahorros considerables de costos. Además, en las regiones tropicales los costos de la tierra y de la mano de obra no calificada son comparativamente menores que los costos de equipos electromecánicos (Peña Varón et al., 2003)

Según Delgadillo et al (2010) los humedales de flujo subsuperficial son una tecnología natural de depuración de aguas residuales que ha mostrado ser una muy buena alternativa para ser empleada en pequeños núcleos urbanos y, por ejemplo, en Europa están siendo utilizados en pequeños poblados por su aspecto natural, poca o nula energía para su funcionamiento, fácil operación y bajos costos de mantenimiento, comparado con otros sistemas.

A continuación, se describen las etapas previas de acondicionamiento y el tratamiento de aguas residuales de las poblaciones de Chagres y Robles a través de un humedal artificial.

#### **3.4.1.1. Pretratamientos**

Los sistemas preliminares incluyen medición y regulación del caudal entrante y remoción de sólidos flotantes grandes, arena y tal vez grasas. La calidad del agua residual no se mejora por los sistemas de tratamiento primario. Más bien, la operación de los procesos subsiguientes es mejorada a través de la medición y el control del flujo y por la remoción de materiales que pueden interferir con el tratamiento mecánico, químico o biológico (McGhee, 2000).

Según el CEDEX (2010), las aguas residuales, antes de su depuración propiamente dicha, se deben someter a una etapa de pretratamiento, que consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objeto separar la mayor cantidad posible de materias (sólidos gruesos, arenas, grasas) que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores de tratamiento.

- **Medición del caudal**

La medición de caudal se puede realizar entre el pretratamiento y el tratamiento primario. Como sistema de medición se suelen usar canales Venturi con algún tipo de dispositivo para registrar la altura de agua en el canal (Figura 1) (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).



Figura 1. Vertedero triangular para medición de caudal. Fuente: (CEDEX, 2010).

- **Aliviadero de entrada**

Para la regulación del caudal entrante en toda planta de tratamiento es muy importante proyectar un aliviadero de entrada, el cual evita la sobrecarga de caudal en instalaciones que tratan aguas de redes de alcantarillado unitarias. Dicha estructura consiste en una arqueta de planta rectangular en la que, a cierta altura de agua, toda parte del caudal cuya lámina de agua supere dicho nivel es separada y vertida directamente a un canal dotado con una reja adjunto al canal de desbaste (Figura 2) (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

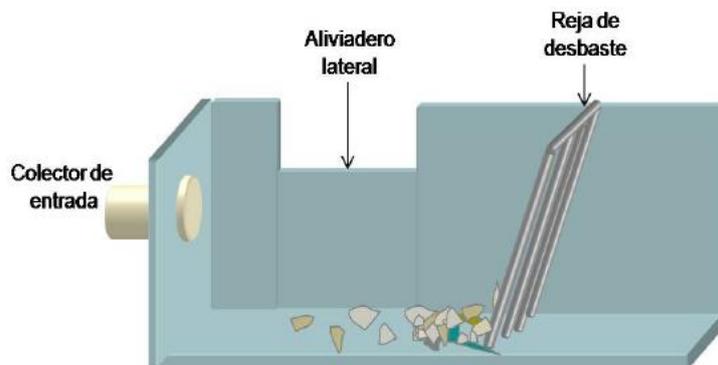


Figura 2. Esquema de canal de desbaste con aliviadero lateral. Fuente: (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Según McGhee (2000), la proyección de un aliviadero para una EDAR se debe a que, aunque las aguas lluvias pueden estar bastante contaminadas, en particular al comienzo de un evento de precipitación, el caudal es tan grande que no puede ser económicamente recogido o tratado.

De igual manera, el CEDEX (2010) menciona que la pérdida de calidad en los efluentes de un sistema de tratamiento en particular, se da principalmente por la presencia de materia en suspensión, debida a sobrecargas hidráulicas y, por tanto, se hace necesario limitar los caudales entrada.

- **Canal de desbaste**

La primera operación unitaria que tiene lugar en las plantas de tratamiento es la operación de desbaste. Dicha operación se realiza usando rejas y tamices, siendo los primeros elementos formados por varillas o barras paralelas y los tamices son placas perforadas y mallas metálicas de sección cuneiforme, y la función ambos es retener los sólidos gruesos existentes en el agua residual (Figura 3) (Metcalf & Eddy, 1995).



Figura 3. a) Reja mediana manual. Fuente: (De Marquez, 2016). b) Reja gruesos manual. Fuente: (UCC, 2017).

- **Desarenadores**

Los desarenadores usados comúnmente en pequeñas instalaciones de tratamiento consisten, simplemente, en un ensanchamiento del canal de pretratamiento, en donde la velocidad del agua disminuye lo necesario para permitir la sedimentación de las partículas discretas, pero no lo suficiente para que se presente asentamiento de la materia orgánica. En la Figura 4 se presenta un canal desarenador típico.



Figura 4. Canal desarenador. Fuente: (Lozano-Rivas, 2012).

El diseño de un desarenador está soportado, entonces, en las velocidades de sedimentación de las partículas que quieren removerse. En esta estructura se separan las partículas de arena y similares, que tienen un peso específico de cercano a  $2,65 \text{ g/cm}^3$  y tamaños superiores a los  $0,15 \text{ mm}$  de diámetro (ej. cáscaras, semillas). Este tipo de partículas presentes, especialmente, en las aguas residuales urbanas, causan abrasión y daños en las tuberías y en otros equipos de la depuradora. (Lozano-Rivas, 2012).

- **Desengrasado**

De acuerdo con el CEDEX (2010) se puede prescindir de la etapa de desengrasado cuando se disponga de un tratamiento primario posterior y el contenido en grasas de las aguas residuales no sea elevado, ya que las pocas grasas que lleguen a la planta se recogerán en la superficie de dicho tratamiento.

### **3.4.1.2. Tratamiento primario**

Posterior al tratamiento preliminar se debe someter el agua residual a una etapa de tratamiento denominado primario que consiste en hacer sedimentar las partículas suspendidas y se retiene también el material sobrenadante como grasas y espumas, en unidades que se diseñan para disminuir la velocidad del flujo para permitir el aquietamiento de la masa de agua y favorecer la precipitación de las partículas por acción de la gravedad.

Según Metcalf & Eddy (1995) en el tratamiento primario se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica del agua residual. Esta eliminación

suele llevarse a cabo mediante operaciones físicas cómo el tamizado y la sedimentación simple.

Algunas de las principales tecnologías de tratamiento primario empleadas para eliminar solidos suspendidos y una parte de la materia orgánica de las aguas residuales domésticas previo el tratamiento con humedales artificiales son: tanque séptico, tanque Imhoff y tanque Baffled. (Hoffmann, 2011).

A continuación, se describe brevemente las unidades de tratamiento primario mencionadas:

- **Tanque o fosa séptica**

Según la OPS (2005) uno de los principales objetivos del diseño del tanque séptico es crear dentro de este una situación de estabilidad hidráulica, que permita la sedimentación por gravedad de las partículas pesadas. Esta estructura se usa para tratar aguas residuales urbanas para un máximo de 350 habitantes (Ver Figura 5).

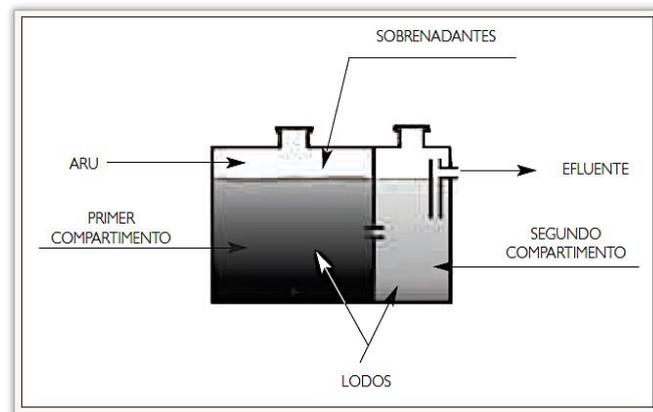


Figura 5. Esquema general de una fosa séptica con dos compartimentos. Fuente: (ITC, 2006).

Las fosas sépticas son dispositivos enterrados en los que decanta y se mineraliza la materia orgánica sedimentable presente en las aguas residuales a tratar.

Las estructuras se encuentran compartimentadas, siendo la disposición más común la de dos compartimentos dispuestos en serie. En el primero se produce la sedimentación, digestión y almacenamiento de los sólidos en suspensión del agua residual. El agua clarificada pasa a un segundo compartimento donde tiene lugar una

sedimentación de sólidos y formación de costra, como consecuencia de los materiales que escapan de la etapa anterior, pero en menor cuantía. (ITC, 2006).

- **Tanque Baffled**

Es una tecnología que se basa en el aumento de contacto entre las aguas residuales entrantes y la biomasa activa presente en el lodo acumulado a través de insertar deflectores en la fosa séptica forzando, de esta manera, que las aguas residuales fluyan por debajo y por encima de los deflectores en su trayecto (Ver Figura 6) (ONU HABITAT, 2008).

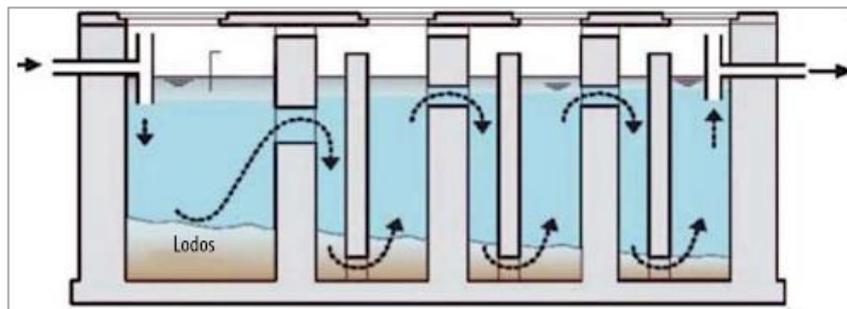


Figura 6. Esquema general de un tanque Baffled. Fuente: (ONU HABITAT, 2008).

- **Tanque Imhoff**

Tienen una forma rectangular con una tolva en la parte inferior, y está integrada por una cámara superior que recibe el agua residual y que tiene la función de separar los sólidos de rápida sedimentación. Este material sigue su paso hacia la cámara inferior a través de una apertura conformada por mamparas de concreto donde será sedimentado y digerido en forma anaerobia. La forma geométrica de la estructura tiene la ventaja de mejorar la sedimentación de los sólidos al evitar la turbulencia que se genera por las burbujas de biogás durante la digestión (estas se desvían hacia la cámara de natas o ventilación) y se retiene más eficientemente los lodos durante los aumentos de caudal en ciertas horas del día. (Noyola et al., 2013).

De acuerdo a lo anterior, la unidad de tratamiento tiene tres (3) áreas bien diferenciadas; cámara de sedimentación, cámara de digestión de lodos y área de ventilación o acumulación de natas, tal como se evidencia en la Figura 7.

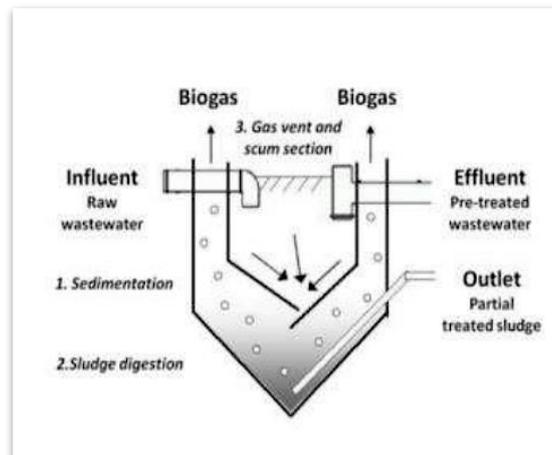


Figura 7. Esquema general de un tanque Imhoff con tres compartimientos.

Fuente: (Hoffmann et al., 2011).

### 3.4.1.3. Tratamiento secundario: Humedales artificiales

Según el CEDEX (2010), los humedales artificiales son sistemas de depuración en los que se reproducen los procesos de eliminación de contaminantes que tiene lugar en las zonas húmedas naturales.

Los humedales ya sean naturales o artificiales, tienen una capacidad sustancial para la renovación de aguas residuales. El material orgánico es oxidado por bacterias en suspensión o sobre la superficie de las plantas acuáticas, mientras que los nutrientes y muchos metales pesados y otros contaminantes pueden ser tomados por las plantas mismas (McGhee, 2002).

De acuerdo con Metcalf & Eddy, el efluente del tratamiento primario tiene una cantidad considerable de materia orgánica y DBO alta, y con el objeto de cumplir con los límites de vertido y disminuir el impacto en el ambiente, es obligatorio implementar el tratamiento secundario.

Los humedales artificiales son utilizados como tratamiento secundario o terciario de las aguas residuales a continuación de un tratamiento primario que generalmente es una unidad de sedimentación primaria convencional o una laguna anaerobia (Peña et al; 2003).

- **Aplicaciones**

Los humedales artificiales son idóneos en sistemas rurales, sin alcantarillado y por tanto sin conexión a estaciones de tratamiento, con grandes extensiones de terreno disponibles, también en complejos industriales que generen efluentes de tipo orgánico y de elevada biodegradabilidad, cómo son las industrias agroalimentarias (lecherías y queserías), o también para la depuración de aguas ácidas de minas o aguas lluvias (Mena Sanz et al., 2008).

De acuerdo con Delgadillo et al (2010), las aplicaciones que se le pueden dar a los humedales para el tratamiento de aguas residuales pueden ser:

- Aguas domésticas y urbanas.
- Aguas industriales, incluyendo fabricación de papel, productos químicos y farmacéuticos, cosméticos, alimentación, refinerías y mataderos.
- Aguas de drenaje de extracciones mineras.
- Aguas de escorrentía superficial agrícola y urbana.
- Tratamiento de fangos de depuradoras convencionales, mediante deposición superficial en humedales de flujo subsuperficial donde se deshidratan y mineralizan.

- **Mecanismos de depuración**

En un humedal artificial se desarrollan diferentes mecanismos de remoción de contaminantes del agua residual. Estos ocurren a través de un amplio rango de procesos biológicos y químicos.

A continuación, se menciona los principales procesos y mecanismos de depuración que ocurren en los humedales artificiales:

- **Sólidos suspendidos**

Los sólidos suspendidos del agua residual se eliminan en los humedales artificiales por sedimentación, potenciada por las reducidas velocidades de circulación y por la poca profundidad, y por filtración a través de las formas vegetales vivas y de los desechos vegetales (Metcalf & Eddy, 1995).

### ▪ **Materia orgánica**

La eliminación de materia orgánica en los humedales es compleja siendo el resultado de la interacción de numerosos procesos físicos, químicos y bióticos que suceden simultáneamente.

La materia orgánica particulada que ingresa con las aguas residuales afluentes es retenida principalmente por procesos físicos como la filtración y la sedimentación. Las partículas retenidas se acumulan y se someten a hidrólisis, generando una carga adicional de compuestos orgánicos disueltos que pueden hidrolizarse o degradarse aún más dentro del lecho del humedal (Dotro et al., 2017).

La remoción de la materia orgánica ocurre principalmente por biodegradación aeróbica o anaeróbica. También se remueve por procesos físicos como la sedimentación y filtración, cuando la materia orgánica es fijada a los sólidos suspendidos. La biodegradación se realiza por los microorganismos, los cuales están adheridos a las plantas, en particular a las raíces y a la superficie de los sedimentos (Delgadillo et al., 2010).

### ▪ **Nitrógeno**

En humedales el principal mecanismo de eliminación de nitrógeno es de tipo microbiano y consiste en la nitrificación seguida de desnitrificación. Sin embargo, también hay otros procesos que contribuyen a la eliminación como la adsorción del amonio y la asimilación realizada por las plantas (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Por otro lado, según Dotro (2017), prácticamente todas las vías del ciclo del nitrógeno están activas en los humedales para tratamiento, incluida la mineralización (amonificación), la volatilización de amoníaco, nitrificación, desnitrificación, asimilación por plantas y bacterias, fijación de nitrógeno, reducción de nitrato, oxidación anaerobia del amonio, adsorción, desorción, sedimentación y lixiviación.

- **Fosforo**

Los principales procesos de eliminación de fósforo que se producen en los humedales artificiales son la adsorción y precipitación química, aunque las plantas también consumen parte del fosforo. Este en forma de ortofosfatos, es absorbido por minerales arcillosos y determinadas fracciones orgánicas de la matriz del suelo (Metcalf & Eddy, 1995).

- **Patógenos**

Los mecanismos de eliminación de las bacterias y parásitos (protozoos y helmintos) que caracterizan los sistemas de tratamiento naturales o artificiales incluyen la muerte, retención, sedimentación, atrapamiento, radiación, desecación y adsorción. Los virus se eliminan casi exclusivamente por adsorción y posterior muerte (Metcalf & Eddy, 1995).

Dicha eliminación puede ser biológica como la liberación de oxígeno y la actividad bacteriana en la zona de la raíz (rizosfera), así como la agregación y retención en biopelículas, muerte natural, predación y competencia por nutrientes limitantes u oligoelementos (Dotro, 2017).

El grado de eliminación de patógenos obtenido en ambos tipos de humedales artificiales (horizontales y verticales) está entre 1 y 2 unidades logarítmicas/100 ml para todos los indicadores de contaminación fecal, siendo este nivel de eliminación insuficiente para producir efluentes aptos para ser usados por ejemplo para riego agrícola. Por tanto, se deberá implementar un tratamiento adicional posterior al tratamiento con humedales cómo por ejemplo un sistema de lagunaje, un humedal superficial o clorar para garantizar un efluente de buena calidad sanitaria (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

- **Tipo de humedales artificiales**

Los humedales artificiales se clasifican según el régimen de flujo del agua en flujo superficial o flujo subsuperficial, y los de flujo subsuperficial a su vez, se dividen de acuerdo a la dirección del flujo en horizontales y verticales, y, por último, de acuerdo con el tipo de planta macrófita usada (Hoffmann et al., 2011).

A continuación, se hace una breve descripción de cada uno de los tipos de humedales artificiales:

- **Humedal de flujo superficial**

Los humedales artificiales de flujo superficial (FS) son los más similares en apariencia a los humedales naturales. En estos sistemas el agua está directamente expuesta a la atmósfera y circula preferentemente a través de los tallos y hojas de las plantas. Estos humedales se pueden entender como una modificación del lagunaje natural, con una profundidad de la lámina de agua de entre 0.3-0.4 m y con vegetación (Ver Figura 8). Se suelen aplicar para mejorar la calidad de efluentes que ya han sido previamente tratados en una estación de depuración de aguas residuales (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

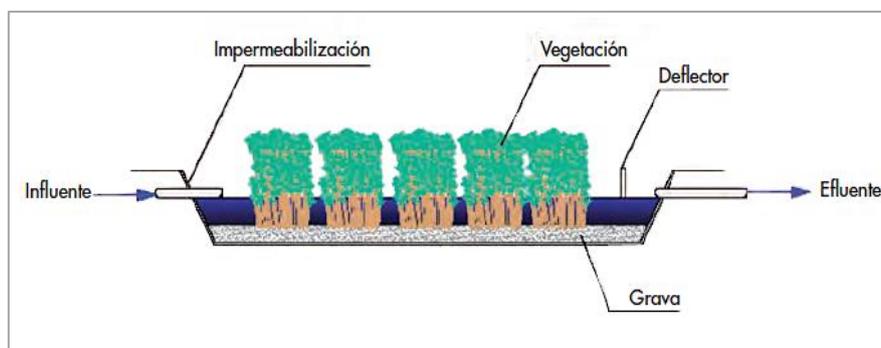


Figura 8. Esquema de un humedal de flujo superficial. Fuente: (CEDEX, 2010).

- **Humedal de flujo subsuperficial**

Los sistemas de flujo subsuperficial (FSS) se caracterizan por que la circulación del agua en los mismos se realiza a través de un medio granular (subterráneo), con una profundidad de agua cercana a los 0,6 m. La vegetación se planta en este medio granular y el agua está en contacto con los rizomas y raíces de las plantas. Los humedales de flujo subsuperficial en función de la forma de aplicación de agua al sistema pueden ser de dos tipos: (a): humedales de flujo subsuperficial horizontal y (b) humedales de flujo subsuperficial vertical (Delgadillo et al., 2010).

- a) Humedales de flujo subsuperficial horizontal**

Los humedales de flujo subsuperficial (FSSH) trabajan con una alimentación continúa realizada a lo largo de uno de los laterales. La recogida del agua depurada se realiza

en la parte inferior del lado opuesto al de la alimentación donde el nivel de agua es regulado con una tubería flexible manteniendo en todo momento el lecho saturado de agua (Mena Sanz et al., 2008).

En la Figura 9 se muestra el esquema de un humedal de flujo subsuperficial horizontal (FSSH).

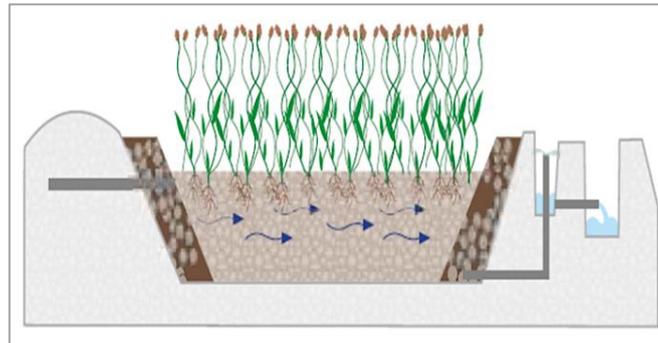


Figura 9. Esquema general de un humedal de flujo subsuperficial horizontal.  
Fuente: (Leiva et al., 2018).

#### **b) Humedal de flujo subsuperficial vertical**

Los sistemas verticales con flujo subsuperficial (FSSV) son cargados intermitentemente. De esta forma, las condiciones de saturación con agua en la cama matriz son seguidas por períodos de insaturación, estimulando el suministro de oxígeno. Hay muchas posibilidades de variar la distribución de intervalos, la composición de la cama matriz, etcétera, y los resultados que se han obtenido son promisorios (Delgadillo et al., 2010).

En la Figura 10 se muestra el esquema de un humedal de flujo subsuperficial vertical (FSSV).

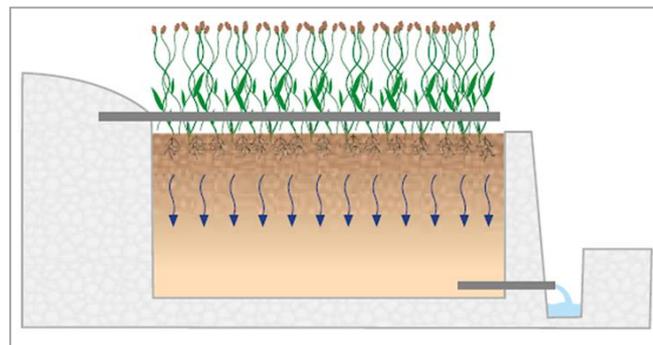


Figura 10. Esquema general de un humedal de flujo subsuperficial vertical.  
Fuente: (Leiva et al., 2018).

## 4. CASO DE ESTUDIO

### 4.1. Ubicación

La zona de estudio hace parte del municipio de Jamundí, el cual está ubicado al sur del departamento del Valle del Cauca, en Colombia, y limita al norte con el municipio de Santiago de Cali, al occidente con el Parque Nacional Natural Los Farallones de Cali-PNNFC y al sur-oriente con los municipios de Villa Rica, Puerto Tejada, entre otros.

Tiene una extensión de 660 Km<sup>2</sup>, donde el 92,2% es área rural que según la división política comprende 19 poblaciones rurales. Entre las que se encuentran; las de objeto de estudio; Chagres y Robles (Plan Básico de Ordenamiento Territorial de Jamundí, 2002).

A continuación, se mencionan algunos aspectos importantes de las poblaciones de Chagres y Robles.

#### 4.1.1. Corregimiento de Chagres

El corregimiento de Chagres está localizado en zona plana a unos 17 Km del núcleo urbano del municipio de Jamundí, limita al sudoeste con el corregimiento de Timba, al noroeste con el corregimiento de Robles. Cuenta con una extensión aproximada de 4,0 Km<sup>2</sup> siendo una de las poblaciones rurales de la jurisdicción con menor área de extensión (Plan de Desarrollo Municipal de Jamundí, 2020).

#### 4.1.2. Corregimiento de Robles

El corregimiento de Robles está situado en el suroccidente del departamento del Valle del Cauca y a 23 Km del núcleo urbano del municipio de Jamundí. Limita por el norte con el corregimiento de Guachinte, por el sur con el corregimiento de Chagres, por el occidente con el corregimiento de Timba y por el oriente con el corregimiento de Quinamayó. Cuenta con un área de extensión de 18,5 Km<sup>2</sup>, conformado por pequeños grupos de viviendas localizadas en pequeñas colinas y algunas en zona plana (Plan Básico de Ordenamiento Territorial de Jamundí, 2002).

En la Figura 11 se presenta la localización de las poblaciones rurales de Chagres y Robles.

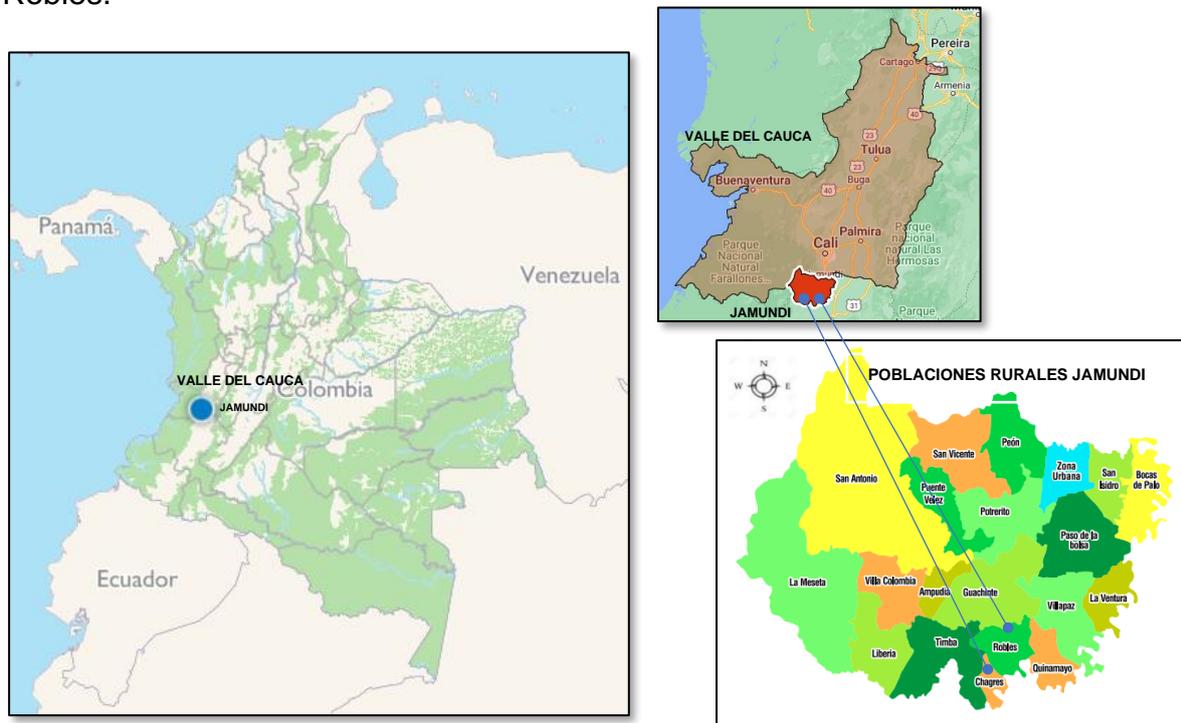


Figura 11. Localización de las poblaciones de Robles y Chagres.

Fuente: Adaptado (Plan de Desarrollo Municipal de Jamundí, 2020; Instituto Geográfico Agustín Codazzi, 2022; Google Map, 2022).

## 4.2. Características generales

### 4.2.1. Hidrografía

Las poblaciones de Chagres y Robles se ubican en las cuencas de los ríos: Timba, Guachinte, Claro y Cauca. Siendo muy importante mencionar que el río Cauca, después del Magdalena, es uno de los 2 principales ríos de Colombia, del cual hay una gran demanda de agua a nivel nacional principalmente para el sector agrícola, energético, pecuario y para los abastecimientos (Pérez-Valbuena et al., 2016).

En la zona hay algunos humedales naturales de gran importancia ecosistémica en el control de crecidas y recarga de acuíferos, retención de sedimentos y nutrientes, hábitat de vida silvestre y pesca de subsistencia, cuyo origen son las inundaciones y niveles altos del río Cauca, cómo el humedal La Balsa ubicado en Chagres y La Guinea y Cauquita en Robles (CVC, 2017).

#### 4.2.2. Situación económica

Según el Plan Básico de Ordenamiento Territorial de Jamundí de 2002 (PBOT 2002), en Chagres la actividad productiva es la agricultura, con cultivos como cacao y el café. Además, se indica que el principal problema es que la agricultura se realiza de forma rudimentaria, provocando graves impactos en el suelo, cuyos resultados han sido la reducción de las áreas de cultivo y, por tanto, de la producción, aunado a la falta de vías.

Por otro lado, la zona montañosa de Robles está dedicada a la ganadería extensiva; la zona plana se destina en un 45% a la ganadería, la piscicultura representa el 2.85% del suelo de la localidad, y un pequeño porcentaje a la agricultura y pesca artesanal

#### 4.2.3. Situación demográfica

Según las proyecciones al año 2020 del Departamento Nacional de Estadística (DANE), la población del municipio de Jamundí es de 167.147 habitantes, que representaba el 77,8% de población de la zona urbana y la población rural son 37.033 habitantes, que representa el 22,3% de la población total (DANE, 2022).

#### 4.2.4. Situación ambiental

La zona de estudio es rica en especies de fauna y flora, recurso hídrico, y ecosistemas estratégicos como humedales naturales y el bosque andino que caracteriza la zona, los cuales se encuentran amenazados por el cambio en el uso del suelo.

Además, se presentan varios problemas por falta de planeación y gestión en el manejo de los residuos sólidos y aguas residuales, así como también en la urbanización, lo que genera mala calidad e insuficiencia en la cantidad de agua para abastecimiento (Plan de Desarrollo Municipal de Jamundí, 2020).

De acuerdo con Pérez-Valbuena et al (2016), la razón de la problemática ambiental que se presenta en el río Cauca no solamente es causa de la carga de vertimientos que recibe de los municipios ubicados en sus riberas, sino el inadecuado uso del suelo en las zonas rurales, la producción agrícola, y sobre todo la influencia directa de las aguas que recibe de sus ríos tributarios, como el río Timba y Claro, entre muchos otros (Ver Figura 12).



Figura 12. Tributación de las aguas del rio Timba al rio Cauca. Fuente: Elaboración propia

Según la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca-CVC (2017), en el rio Timba se vierten 208 Ton DBO<sub>5</sub>/año, donde el 68% de los aportes lo realizan las poblaciones rurales de Chagres; La Meseta, La Liberia, Robles y Timba.

El humedal Cauquita es un cuerpo de agua lenticó de unas 20 a 30 hectáreas y de unos 4 a 6 metros de profundidad, el cual recibe los vertidos sin tratar de la población de Robles (PBOT Jamundí, 2002). (Ver Figura 13).



Figura 13. Humedal Cauquita con excesivo crecimiento de vegetación. Fuente: Elaboración propia

En Chagres se reporta mala disposición de aguas residuales de viviendas dispersas que carecen de algún tipo de tratamiento en sitio y deficiencias en la red de alcantarillado y falta de tratamiento de las aguas residuales recolectadas (Plan de Desarrollo Municipal de Jamundí, 2020).

#### 4.2.4.1 Calidad del río Cauca

La calidad del río Cauca se monitorea por la entidad ambiental, CVC, y de acuerdo a esos datos recogidos en la Tabla 2 se reportan los valores de las analíticas realizadas a las muestras tomadas durante las jornadas de muestreo en los puntos de control existentes en el tramo de interés:

Tabla 2. Análisis de parámetros fisicoquímicos para distintos puntos de muestreo para el tramo I de la cuenca del río Cauca.

Punto de muestreo	Antes Timba	La Balsa	La Bolsa	Hormiguero
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>Oxígeno disuelto</b>	5,48	6,17	6,92	7,17
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>DBO<sub>5</sub></b>	1,99	1,46	1,90	3,61
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>DQO</b>	<11,0	70,9	51,2	177
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>SST</b>	<11,6	328	359	700
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>Coliformes fecales</b>	360	15000	3600	9000
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>Coliformes totales</b>	23000	43000	43000	43000
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>Ph</b>	7,04	6,99	7,06	7,03
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>

<b>Temperatura</b>	21,0	24,0	19,0	19,0
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>Nitratos</b>	1,75	1,69	<0,895	1,81
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>	<b>Unidad</b> <b>(mg/l)</b>
<b>Nitritos</b>	<0,0332	0,0362	<0,0332	<0,0332

FUENTE: Laboratorio ambiental CVC, 2023

De acuerdo a la Resolución 0100 No 06000298 del 19 de abril de 2023 de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, CVC, en la cual se establece los objetivos de calidad del agua para el río Cauca para el tramo que discurre en área de las poblaciones objeto de estudio, la cual se muestra en la Tabla 3, se puede observar en la Tabla 2 que la calidad del río Cauca cumple con algunos de los parámetros en lo referente al uso recreativo para lo cual esta definido, y de preservación de flora y fauna, pero no cumple con el parámetro de Coliformes fecales, ya que no se cumple el objetivo de calidad en tres de los 4 puntos de control. Además, en cuanto a Coliformes totales, no hay cumplimiento a lo largo del tramo.

Tabla 3. Objetivos de calidad para el tramo I de la cuenca del río Cauca.

Tramo del río	Uso potencial	Estación de control	Parámetro	Unidad	Corto plazo	Mediano Plazo	Largo Plazo
Desde: Antes de Timba- Hasta: Puente Hormiguero	Recreativo, Preservación de flora y fauna	Puente Hormiguero	Oxígeno disuelto	(mg/l)	≥5,0	≥5,0	≥5,0
			DBO <sub>5</sub>	(mg/l)	≤5,0	≤5,0	≤5,0
			SST	(mg/l)	≤120	≤100	≤5,0
			Coliformes fecales	(NMP/100 ml)	≤2.000	≤2.000	≤2.000
			Coliformes totales	(NMP/100 ml)	≤20.000	≤20.000	≤20.000
			pH	(UpH)	6,00	6,00	6,00
			Temperatura	°C	≤26,0	≤26,0	≤26,0
			Nitratos	(mg/l)	≤10,00	≤10,00	≤10,00
			Nitritos	(mg/l)	≤1,0	≤1,0	≤1,0

Fuente: CVC (2023)

### 4.3. Estudios previos y proyectos realizados

A continuación, se hace un recuento de los estudios que han sido realizados en cuanto a la red de saneamiento y tratamiento de los vertidos para las poblaciones de Chagres y Robles.

#### 4.3.1. Diseño de la red de saneamiento y EDAR para Chagres y Robles

En el año 2001, se contrató con el consultor; Ing. Fabio German de La Cruz la redacción del proyecto: Evaluación, diagnóstico y rediseño de la red de alcantarillado existente y diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales en los corregimientos de Robles y Chagres, municipio de Jamundí. Dicho proyecto consistió en la optimización de la red de saneamiento y elaborar los diseños de los sistemas para las dos poblaciones, que consistió en un tanque séptico de dos compartimientos y un reactor anaerobio de flujo ascendente (Ver Figura 14) (Aldana Álvarez, 2020).



Figura 14. Vista general de la EDAR existente de Robles.

#### 4.3.2. Diagnóstico de la EDAR de Chagres (Chapinero)

En el año 2019, la Universidad Autónoma de Occidente aprobó una pasantía institucional en la cual un alumno del último año de ingeniería ambiental elaborara su TFG denominado: “*Diagnóstico del funcionamiento de la planta de tratamiento de agua residual doméstica en el corregimiento de Chagres Jamundí (Valle del Cauca)*”, que consistió en el diagnóstico del funcionamiento de la EDAR de Chagres, cuya cobertura es aproximadamente el 40% de la población (sector Chapinero), la cual fue construida en el año 2000 (Aldana Álvarez, 2020).

#### **4.3.3. Diseño y estudios del Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos para las poblaciones rurales de Villacolombia, Potrerito y Chagres**

En el año 2020 el municipio de Jamundí contrató con el Consorcio PSMV Jamundí la redacción del proyecto: Elaboración de estudios y diseños del Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos Rurales (PSMV) para los corregimientos de VillaColombia, Potrerito y Chagres, a la cual se le adiciono cómo alcance la población de Robles (Contraloría Departamental del Valle del Cauca, 2021).

La consultoría consistió en identificar los programas, proyectos y actividades de saneamiento y tratamiento de vertidos para Chagres y Robles a realizar durante los próximos 10 años.

Algunos de los resultados obtenidos por la consultoría fueron:

- Identificación de sectores donde se debe optimizar la red de saneamiento y áreas de expansión.
- Identificación de las necesidades de tratamiento de los vertidos.
- Identificación de las obras para el drenaje de las aguas lluvias.

#### **4.3.4. Proyectos ejecutados en la zona**

A continuación, en la Tabla 4 se enlista algunos de los proyectos y las inversiones realizadas en la zona con el fin de alcanzar la calidad del río Cauca y las fuentes superficiales en el área de estudio que se ven afectadas por los vertimientos de aguas residuales domésticas de las poblaciones de Chagres y Robles.

Tabla 4. Proyectos y partidas para mejoramiento calidad del agua en la cuenca del río Cauca.

Proyecto	Objetivo	Valor inversión (COP)	Observaciones
<b>Gestión de la calidad del agua</b>	Evaluación y seguimiento a corrientes superficiales	\$2.418.420.866	Intervención de 22 corrientes superficiales de la zona hidrográfica del río Cauca
<b>Obras para el mejoramiento de la calidad del recurso hídrico</b>	Sistemas de tratamiento de aguas residuales cofinanciadas y construidas (PTAR)	\$241.029.381.210	Intervención en los municipios de la zona hidrográfica del río Yumbo, Jamundí y Buga
<b>Caracterización del recurso hídrico y formulación de las alternativas para el mejoramiento de la calidad del agua</b>	Monitoreo de calidad de agua en humedales (8.800 muestras)	\$3.261.194.400 (Presupuesto conjunto con otros proyectos)	Realización de monitoreos en las subzonas hidrográficas del Valle del Cauca
<b>Obras para el mejoramiento de la calidad del recurso hídrico construidas</b>	Sistemas de tratamiento de aguas residuales construidos en zonas rurales	\$8.664.000.000	Realización de obras en subzonas hidrográficas del departamento del Valle del Cauca

Fuente: Ministerio de ambiente y desarrollo sostenible (2021).

#### 4.3.5. Utilización de infraestructura existente EDAR Robles

Los vertimientos de las poblaciones de Chagres y Robles están siendo deficientemente tratados de acuerdo con el diagnóstico realizado al sistema, la EDAR de Robles construido en el año 2005, la cual trata los vertimientos de ambas poblaciones presenta problemas de obstrucción de tuberías, rebose de aguas residuales en las fosas sépticas y los filtros anaerobios están colmatados, por lo cual, no se está llevando a cabo la reducción de DBO<sub>5</sub>, sólidos suspendidos y DQO. Las estructuras que comprende el sistema existente son:

- Aliviadero
- Cámara o arqueta de distribución de caudales
- Compuerta de protección de excesos de agua lluvia
- 2 unidades de tanques sépticos de doble compartimento
- 2 unidades de filtros anaerobios de flujo ascendente

Dado el mal estado de las unidades de tratamiento se plantea diseñar las unidades de pretratamiento y tratamiento para que se cumple con los límites de vertido expuesto en el apartado 6.

Se plantea recuperar la estructura de aliviadero la arqueta de distribución de caudales y la compuerta de protección de excesos de agua lluvia, las cuales se integrarán al sistema diseñado.

#### **4.4. Población de diseño**

##### **4.4.1. Población actual de Chagres**

La población de diseño corresponde al área que conforma la población de Chagres.

Según la información suministrada por la empresa de abastecimiento Acueducto Regional de los Corregimientos del sur de Jamundí (ACUASUR), Chagres contaba con 402 abonados y según la información registrada en el informe técnico de la consultoría del PSMV (2020), se reportó un número de 417 viviendas con un promedio de 5 personas por vivienda, para un total de 2085 personas.

##### **4.4.2. Población actual de Robles**

La población de diseño corresponde al área que conforma la población de Robles.

De acuerdo con ACUASUR, Robles cuenta con 805 abonados y según el Consorcio PSMV Jamundí (2020) reportó un número de 596 viviendas con un promedio de 5 personas por vivienda, para un total de 2980 habitantes.

##### **4.4.3. Población de diseño**

El primer parámetro de diseño a definir es la población y su evolución en el tiempo. De acuerdo con García Serrano y Corzo Hernández (2008) los diseños de cualquier sistema de depuración suelen realizarse para periodos de 25 años.

Para estimar la población futura se tiene en cuenta las recomendaciones del RAS (2000), título B, numeral B.2.2.4. para el método exponencial.

La fórmula de cálculo es la siguiente:

$$P_f = P_{ci} * e^{k*(T_f - T_{ci})}$$

Donde:

Pf: Población futura (habitantes)

Pci: Población actual (habitantes)

$e^x$ : Exponencial

k: tasa de crecimiento poblacional (%)

Tf: Año de proyección de la información

Tci: Año correspondiente inicial con información

#### **4.4.4. Tasa de crecimiento**

Hay una diferencia entre las dos poblaciones analizadas; que radica en que Chagres tiene un desarrollo disperso con un posible crecimiento más lento, en contraste con la población de Robles que tiene un centro poblado compacto y tiene un desarrollo más parecido al urbano (Consortio PSMV Jamundí, 2020).

Según el Anuario Estadístico del Valle del Cauca 2018, la mayor concentración de población en los sectores urbanos va en concordancia con la dinámica de concentración de la población en los sectores urbanos a nivel nacional e internacional, en donde la población urbana crece en el 1.10%, y la rural apenas el 0.38%. Teniendo en cuenta lo anterior, y las diferencias de ambas poblaciones, se asigna a Chagres una tasa de crecimiento de 0,38% (según la norma) y del 1.1% a Robles.

El la Figura 15 se presenta la variación en el crecimiento de las poblaciones urbanas y rurales según datos censales 2005-2020 del DANE.

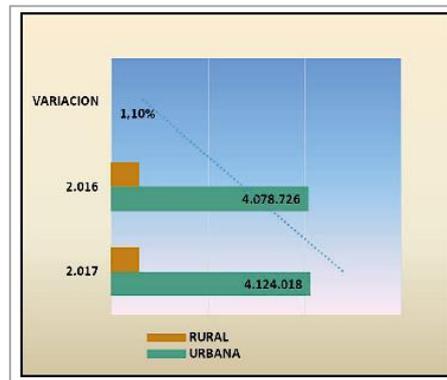


Figura 15. Variación crecimiento de la población rural y urbana.

Fuente (Anuario Estadístico del Valle del Cauca, 2018).

Con los datos anteriores se proyecta la población para el periodo de diseño (año 2045) con lo cual resulta para Chagres una población de 2363 habitantes y para Robles una población de 3923 habitantes.

#### 4.5. Parámetros de diseño

##### 4.5.1. Dotación

De acuerdo con el RAS (2017), se establecen las dotaciones máximas según la elevación a la que se encuentra la población a abastecer. Chagres y Robles se encuentran entre los 1006 y 1088 m.s.n.m. respectivamente, por lo cual se asigna una dotación de 130 l/hab.día, según la Tabla 5 que se muestra a continuación.

Tabla 5. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.

Altura promedio sobre el nivel del Mar	Dotación neta máxima (L/HAB*DIA)
> 2000 m.s.n.m.	120
1000 – 2000 m.s.n.m.	130
< 1000 m.s.n.m.	140

Fuente: (RAS, 2017).

La dotación máxima de 130 l/hab.día que se asignó a ambas poblaciones será usada para realizar el diseño hidráulico del humedal artificial y las unidades de pretratamiento.

#### 4.5.2. Coeficiente de retorno

Es la fracción del agua de abastecimiento entregada a los abonados que se convierte en agua residual doméstica y se vierte a la red de saneamiento. Ya que no se cuenta con datos de campo para estimarlo, se adopta el valor de 0,85 que se establece en el RAS 2017, en su artículo 134, numeral 1.

#### 4.5.3. Caudales de agua residual

De acuerdo con García Serrano y Corzo Hernández (2008) se calculan los caudales para el diseño del humedal y las unidades complementarias así:

- **Caudal medio diario**

$$Q_{med,d} = \frac{\beta \times D \times P}{1000}$$

Donde:

$Q_{med,d}$ : Caudal medio diario de agua residual ( $m^3/d$ )

$\beta$ : Coeficiente de retorno del agua residual

D: Dotación (l/hab.día)

P: población (hab)

Se excluye un porcentaje de la población de Chagres y Robles, ya que esta cuenta con una EDAR en el sector de Chapinero, y por tanto se incluirá solo el 60%, ya que por condiciones topográficas la red de saneamiento no puede conducir a gravedad la totalidad de las aguas residuales hacia la infraestructura propuesta, y hacerlo por impulsión resultaría en costes elevados.

$$Q_{med,d} = \frac{0,85 \times 130 \times 3772}{1000}$$

$$Q_{med,d} = 416,81 m^3/d$$

- **Caudal medio horario**

Este es el caudal dividido entre las 24 horas del día.

$$Q_{med,h} = \frac{Q_{med,d}}{24}$$

$$Q_{med,h} = \frac{416,81}{24}$$

$$Q_{med,h} = 17,37 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **Caudal medio por segundo**

Es el caudal medio diario dividido para los 86400 segundos del día

$$Q_{med,d} = 0,00482 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Caudal punta diario**

Expresa el producto del caudal medio diario por el coeficiente punta. Para el coeficiente punta se recomiendan los siguientes valores para pequeñas comunidades:

Tabla 6. Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades.

Parámetro	Intervalo	Valor típico
<b>Coeficiente punta diario</b>	1,2-2,0	1,7
<b>Coeficiente punta mensual</b>	1,0-1,5	1,2

Fuente: (García Serrano y Corzo Hernández, 2008).

Usando el valor típico de 1,7 de la Tabla 6:

$$Q_{punta,d} = Q_{med,d} \times 1,7$$

$$Q_{punta,d} = 416,81 \times 1,7$$

$$Q_{punta,d} = 708,58 \text{ m}^3/\text{d}$$

- **Caudal punta horario**

El caudal punta horario se calcula mediante la expresión de Mara (1988) en García Serrano y Corzo Hernández (2008).

$$C_{ph} = 5/p^{1/6}$$

Donde:

p: Población en miles de habitantes

$$C_{ph} = 5/3,772^{1/6}$$

$$C_{ph} = 4,0$$

La expresión para el caudal punta horario es:

$$C_{punta,h} = Q_{med,h} \times C_{ph}$$

$$C_{punta,h} = 17,37 \times 4$$

$$C_{punta,h} = 69,48 \text{ m}^3/\text{h}$$

Caudal máximo horario  $Q_{max,h} = C_{ph} \times Q_{med,d}$   $Q_{max,h} = 4,0 \times 416,81$

$$Q_{max,h} = 1667,24 \text{ m}^3/\text{d}$$

El caudal máximo horario es útil para el diseño del tanque Imhoff. Dado que la población sobrepasa el máximo para la construcción de un solo tanque Imhoff se diseñarán dos con el fin de disminuir los costes de mano de obra y materiales para una sola estructura que resultaría muy grande.

- **Caudal máximo diario**

El caudal máximo diario se define como el doble del caudal punta diario.

$$Q_{max,d} = C_{punta,d} \times 2$$

$$Q_{max,d} = 708,58 \text{ m}^3/\text{d} \times 2$$

$$Q_{max,d} = 1417,15 \text{ m}^3/\text{d}$$

- **Caudal mínimo diario**

De acuerdo con García Serrano y Corzo Hernández (2008) se utiliza el 30% del caudal medio diario para el cálculo de este caudal.

$$Q_{min,d} = Q_{med,d} \times 30\%$$

$$Q_{min,d} = 125,04 \text{ m}^3/\text{d}$$

#### 4.5.4. Caracterización de las aguas residuales

Teniendo en cuenta que no se dispone de datos representativos de la caracterización fisicoquímica de los vertidos de las poblaciones de Chagres y Robles, se utilizará los valores característicos de emisión másica (VEMU) tabulados recomendados por Barrera (1999) en García Serrano y Corzo Hernández (2008), los cuales se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU) en pequeños municipios.

Parámetro	Concentración (mg/l)	VEMU (g/hab.día)
<b>MES</b>	200	30
<b>DBO<sub>5</sub></b>	280	40
<b>DQO</b>	600	85
<b>Nitrógeno Total</b>	50	7,5
<b>Fosforo Total</b>	12	1,7

Fuente (Barrera, 1999).

En la Tabla 7 MES significa material en suspensión, interpretado cómo solidos en suspensión (SS).

Utilizando los datos de la Tabla 4 se procede a calcular los parámetros de agua residual, con la siguiente formula:

$$C = \frac{VEMU \times 1000}{\beta \times D}$$

Donde:

C: Concentración del contaminante, mg/l

VEMU: Velocidad de emisión másica unitaria, g/hab.día

D: Dotación, l/hab.día

$\beta$  : Coeficiente de retorno de agua residual

Reemplazando los valores:

$$MES = \frac{30 \times 1000}{0,85 \times 130} = 271,49 \text{ mg/l}$$

$$DBO_5 = \frac{40 \times 1000}{0,85 \times 130} = 362 \text{ mg/l}$$

$$DQO = \frac{85 \times 1000}{0,85 \times 130} = 769,23 \text{ mg/l}$$

$$N_T = \frac{7,5 \times 1000}{0,85 \times 130} = 67,90 \text{ mg/l}$$

$$P_T = \frac{1,7 \times 1000}{0,85 \times 130} = 15,38 \text{ mg/l}$$

En la Tabla 8 se muestra las concentraciones teóricas del influente calculadas según García Serrano y Corzo Hernández (2008) y el comparativo del cumplimiento de los límites para los vertidos según la Directiva 91/271/CEE aplicada a España y la Resolución 0631 de 2015 para Colombia.

Tabla 8. Valores de concentración teórica del influente y límites permisibles en España y Colombia.

Parámetro	Concentración teórica del influente	Límites para los vertidos de EDAR urbanas para España (Directiva 91/271/CEE)	Límites en los vertidos puntuales de aguas residuales domésticas para Colombia (Resolución 0631 de 2015)
<b>DQO</b>	769,23	125 mg/l O <sub>2</sub>	180 mg/l O <sub>2</sub>
<b>DBO<sub>5</sub></b>	362	25 mg/l O <sub>2</sub>	90 mg/l O <sub>2</sub>
<b>SST</b>	271,49	35 mg/l	90 mg/l
<b>N<sub>T</sub></b>	67,90	15 mg/l	Análisis y reporte <sup>1</sup>
<b>P<sub>T</sub></b>	15,38	2 mg/l	Análisis y reporte <sup>1</sup>

Fuente: (Directiva 91/271/CEE, 1991; Resolución 0631, 2015). <sup>1</sup>No hay límite establecido.

## 5. EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA RED DE SANEAMIENTO

A continuación, se describen las etapas para realizar la evaluación del estado de la red de saneamiento que conduce los vertidos de las poblaciones de Chagres y Robles hasta la instalación depuradora.

Para la realización de este estudio se realizó la recolección de los datos topográficos, datos pluviométricos, los datos de población y criterios de diseño necesarios de acuerdo a la norma.

Recolectada y analizada la información se procederá a evaluar las condiciones hidráulicas de la red a través de la elaboración de un modelo de la red con el programa STORM WATER MANAGEMENT MODEL-VERSION 5.0.

Para la elaboración de dicho modelo se debe definir una cantidad de variables y parámetros esenciales, estos últimos se dividen en dos partes; parámetros hidráulicos y parámetros hidrológicos, los cuales se definen a continuación.

### 5.1. Parámetros del modelo hidrológico

Con la información obtenida de los archivos existentes del municipio de Jamundí, en particular el catastro de la red de saneamiento (cotas de solera de conductos y profundidad pozos de registro, confluencia y sentido del flujo, diámetro, material y estado del conducto) se realizó la discretización de la red y se incorporó al modelo.

#### 5.1.1. Subcuencas de drenaje

Una subcuenca es una parte del terreno de una cuenca urbana sobre cual cae la precipitación en forma de lluvia que luego se convierte en escorrentía superficial, cuya topografía y elementos que conforman la red conducen el agua hacia un punto de descarga o pozo.

Las subcuencas del modelo se obtuvieron través de la utilización del software de dibujo asistido por computador (AutoCAD). A cada subcuenca se le asigno un número y a través de GIS se obtuvo la información correspondiente para cada una de ellas, y se organizó en una hoja de EXCEL que se presenta en el Anexo 2.

Dicha información corresponde a los parámetros necesarios y más importantes para caracterizar cada subcuenca, con estos es posible simular el comportamiento

hidrológico de la cuenca de estudio y calcular las pérdidas de lluvia y la escorrentía superficial del modelo.

#### **5.1.1.1. Área de drenaje**

El parámetro área de la subcuenca, corresponde al valor del área en planta asociado a cada subcuenca. Cada área de la subcuenca se dibujó a partir del mapa topográfico disponible en AutoCAD de la red de saneamiento y de la herramienta **subcuenca** del programa SWMM.

#### **5.1.1.2. Ancho escorrentía superficial**

Este parámetro corresponde según el ITA, 2021 a la relación del ancho característico de la escorrentía superficial y la longitud máxima de recorrido, siendo esta última aquella longitud entre el punto más alejado de la subcuenca y el punto antes de que la escorrentía se transforme en flujo canalizado, por ejemplo, en las calles.

De acuerdo con Rivera (2016) por la complejidad de los distintos tipos de formas geométricas de los polígonos de las subcuencas, se pueden calcular como un rectángulo en metros cuadrados, a través de la siguiente ecuación:

$$Width = \sqrt{Area\ subcuenca}$$

En el presente trabajo se asume dicha aproximación, para facilitar el cálculo y así evitar el incremento de tiempo y dificultad de creación del modelo. Lo anterior se resume en la Tabla 6.

#### **5.1.1.3. Pendiente media subcuencas**

Corresponde al valor porcentual de la pendiente media de la superficie de la subcuenca.

Para nuestro caso particular, se generó en el software Civil 3D una superficie a partir de las curvas de nivel del plano topográfico en AutoCAD y a través de la herramienta *slope* se obtuvo el valor a asignar a cada subcuenca. Además, se generó un mapa de pendiente a través de un GIS para obtener la representación gráfica de las pendientes. En la Figura 16 se presenta el mapa de pendientes de las subcuencas.

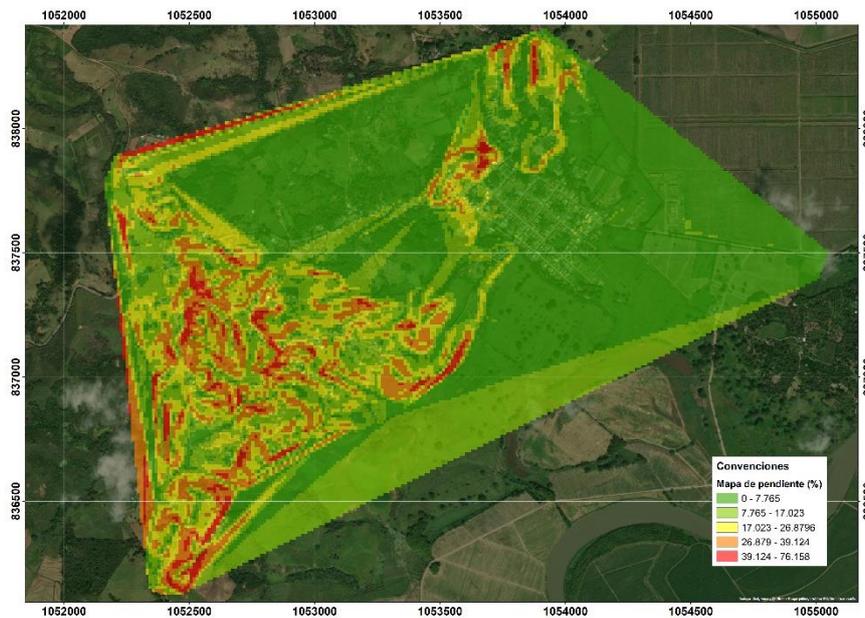


Figura 16. Mapa de pendientes del área de estudio. (Elaboración propia).

En la Figura 16 se aprecia que las pendientes oscilan entre 0% (totalmente plano) y 39%, siendo las pendientes más bajas coincidentes hacia la descarga de red.

#### 5.1.1.4. Grado de impermeabilidad

Este parámetro corresponde al porcentaje del área de la subcuenca cubierta por superficies impermeables, como tejados y calles, a través de los cuales no hay infiltración hacia el subsuelo.

Cuando se define un porcentaje de impermeabilidad, por ejemplo, del 75% para una subcuenca, se está considerando que sobre la zona permeable (25% implícito) de la subcuenca es factible uno de los mecanismos de pérdidas de precipitación de mayor relevancia, como lo es la infiltración. (ITA, 2021).

Para obtener el porcentaje de área permeable e impermeable se realizó un GIS de una ortofoto en la cual se dibujó, identificó y clasificó los tipos de superficie asociados a cada área de la subcuenca, y se realizó una tabla de atributos y con los valores obtenidos se ordenaron en una Excel para luego ingresarse en el modelo en SWMM.

#### 5.1.1.5. Modelo de infiltración

La infiltración es el proceso por el que la precipitación se mueve a través de la superficie del suelo, aumentando la humedad del suelo.

La infiltración es un fenómeno difícil de cuantificar de una manera exacta, ya que depende de varios factores cómo el tipo de suelo, la pendiente del terreno o la porosidad.

En este apartado se hace referencia al modelo de infiltración que SWMM considera para el cálculo de la infiltración. El programa SWMM ofrece tres modelos de infiltración:

- Método de Horton
- Método de Green-Ampt
- Numero de Curva del SCS

Para el presente TFM se ha seleccionado y se definirá el Número de Curva por ser el más empleado, estudiado y la existencia de gran cantidad de valores que facilitan su uso en SWMM.

- Número de Curva del SCS

El cálculo de los caudales pico por el método del SCS, es una metodología desarrollada por el Soil Conservation Service, el cual se usa para calcular el caudal pico de una cuenca, y ocupa un lugar importante en el diseño hidrológico dado su practicidad, capacidad operativa y sus admisibles resultados.

El método del SCS usa el concepto del Número de curva (CN) para definir las abstracciones de una tormenta, las cuales incluyen interceptación, detención superficial y la infiltración propiamente.

El Número de Curva varia en un rango de 1 a 100, existiendo una función de las siguientes propiedades productoras de escorrentía de la cuenca: (1) tipo de suelo hidrológico, (2) utilización y tratamiento del suelo, (3) condiciones de la superficie del terreno, y (4) condición de humedad antecedente del suelo. Estos factores tienen mucha importancia sobre el comportamiento directo sobre la cantidad de escorrentía producida por una cuenca.

- (1) Tipo de suelo: describe el grupo hidrológico al que pertenece la cuenca
- (2) Utilización y tratamiento del suelo: describe el tipo y condición de la cubierta vegetal

- (3) Condiciones de la superficie del terreno: Hace referencia a la capacidad de la superficie de la cuenca para aumentar o impedir la escorrentía directa.
- (4) Condición de humedad antecedente del suelo: Tiene en cuenta la historia reciente de la precipitación y, consecuentemente, es una medida de la cantidad almacenada por la cuenca.

En la definición de los CN para cada una de las subcuencas del modelo se tuvieron en cuenta las tablas consignadas para áreas urbanas en el Manual de drenaje para Carreteras (2009) que hace énfasis en la condición de humedad antecedente AMCII tendiente a un potencial de escorrentía promedio, la cual se presenta a continuación:

*Tabla 9. Número de curva de escorrentía para áreas urbanas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e  $I_a=0.2S$*

Tipo de cobertura y condición hidrológica	% Promedio áreas impermeables	Numero de curvas para grupos de suelos hidrológicos			
		A	B	C	D
<b>Áreas urbanas totalmente desarrolladas (vegetación ya establecida):</b> Espacios abiertos (prados, parques, campos de golf, cementerios, etc.)					
• Condición pobre (menos del 50% cubierto de pasto)		68	79	86	89
• Condición regular (del 50% al 75% cubierto de pasto)		49	69	79	84
• Condición buena (más del 75% cubierto de pasto)		39	61	74	80
<b>Áreas Impermeables:</b>					
• Parqueaderos pavimentados, techos, autopistas, etc. (Excluyendo derecho de vía)		98	98	98	98
Calles y caminos:					
• Pavimentados		98	98	98	98
• Pavimentados; zanjas abiertas (incluyendo derecho de la vía)		83	89	92	93
• Grava (incluyendo derecho de la vía)		76	85	89	91
• Tierra (incluyendo derecho de la vía)		72	82	87	89
<b>Áreas desiertas urbanas:</b>					
• Paisajes desérticos naturales (solamente áreas permeables)		63	77	85	88
• Paisajes desérticos artificiales (barreras impermeables de maleza, arbustos de desierto con 1 a 2". de diámetro; cubierta de arena o grava y orillas de áreas húmedas).		96	96	96	96
<b>Áreas urbanas:</b>					
• Comercial y de negocios	85	89	92	94	95
• Industrial	72	81	88	91	93

Tipo de cobertura y condición hidrológica	% Promedio áreas impermeables	Numero de curvas para grupos de suelos hidrológicos			
		A	B	C	D
<b>Áreas residenciales por promedio del tamaño del lote:</b>					
• 1/8 de acre o menos (506 m <sup>2</sup> o menos)	65	77	85	90	92
• ¼ acre (1012 m <sup>2</sup> )	38	61	75	83	87
• 1/3 acre (1350 m <sup>2</sup> )	30	57	72	81	86
• ½ acre (4050 m <sup>2</sup> )	25	54	70	80	85
• 1 acre (5050 m <sup>2</sup> )	20	51	68	79	84
• 2 acre (8100 m <sup>2</sup> )	12	46	65	77	82
<b>Áreas urbanas desarrolladas</b>					
• Áreas permeables conformadas (solamente áreas permeables, sin vegetación).		77	86	91	94

Fuente: (Manual de drenaje para carreteras, 2009).

Se resalta en la Tabla 9 los 2 valores característicos escogidos para las zonas estudiadas. Para el sector de Chagres se decide escoger un Número de Curva para “áreas urbanas totalmente desarrolladas y vegetación ya establecida” con una condición regular en términos de cobertura vegetal de entre el 50 y el 75% cubierto de pasto.

En el caso de Robles, por tener características más consolidada en cuanto a la parte urbanística, con una fracción impermeabilizada importante y pobre condición en cobertura vegetal, se decide usar un valor de menos del 50% de cubierta de pasto. (Ver Tabla 6).

Según la información disponible según las características de los suelos de los poblados de Chagres y Robles, los suelos predominantes son limo-arcillosos. Por lo que no se espera capacidad de infiltración significativa, por tanto, se escoge la clasificación hidrológica del suelo del grupo B (de moderado bajo potencial de escorrentía). Teniendo en cuenta además del suelo, las coberturas existentes y la tendencia de desarrollo de los sectores de expansión, por tanto, los valores de número de curva asignados al modelo fueron: 69 y 79, respectivamente.

#### 5.1.1.6. Coeficiente de rugosidad superficial

Dicho parámetro depende de la rugosidad propia de las distintas superficies, la vegetación y elementos que causen interferencia al escurrimiento.

De acuerdo con el ITA, 2021 para una cuenca urbana, con información muy precaria respecto a sus diferentes superficies, se puede asumir que todas las subcuencas

tienen las mismas características de rugosidad, tanto en zona impermeable ( $N=0.01$ ) como para en zona permeable ( $N=0.1$ ).

#### **5.1.1.7. Almacenamiento en depresión**

Otro mecanismo de pérdidas de precipitación que SWMM considera, es el de perdidas por almacenamiento, considerando perdidas por almacenamiento para la zona impermeable y otro para la zona permeable.

Estas pérdidas representan a las abstracciones iniciales tales como el encharcamiento sobre la superficie, interceptación sobre la vegetación y el humedecimiento de las superficies de la cuenca. Para el caso particular se considera un valor de 1.5 mm para zonas impermeables y 3 mm en las zonas permeables.

#### **5.1.1.8. Área Impermeable sin perdidas almacenamiento**

Este parámetro refleja la rapidez con la que la escorrentía proveniente de los tejados directamente conectados a la red de alcantarillado se produce y entra a ella, en relación a aquellas áreas impermeables que no están directamente conectadas a la red. Como no se tiene esa precisión, se asume un 20%.

#### **5.1.1.9. Tormenta de diseño**

Desde el punto de vista hidrológico es importante conocer el régimen de precipitaciones de la zona objeto de estudio con el fin de determinar los episodios de lluvias extremos que se pueden generar y para estimar los caudales de escorrentía generados para el diseño hidráulico de los conductos de la red de saneamiento.

Para la intensidad de la lluvia se ha empleado la información del proyecto de drenaje del área de expansión de la zona sur del municipio de Jamundí y redactado por el consorcio Martínez Manrique Arquitectura e Ingeniería S.A.S. en 2019 para ACUAVALLE.

Esta información por su aplicación en el municipio de Jamundí y su cercanía a las poblaciones Chagres y Robles se considera representativa para evaluar el régimen de lluvias de las zonas de estudio.

En la Gráfica se presentan las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia.

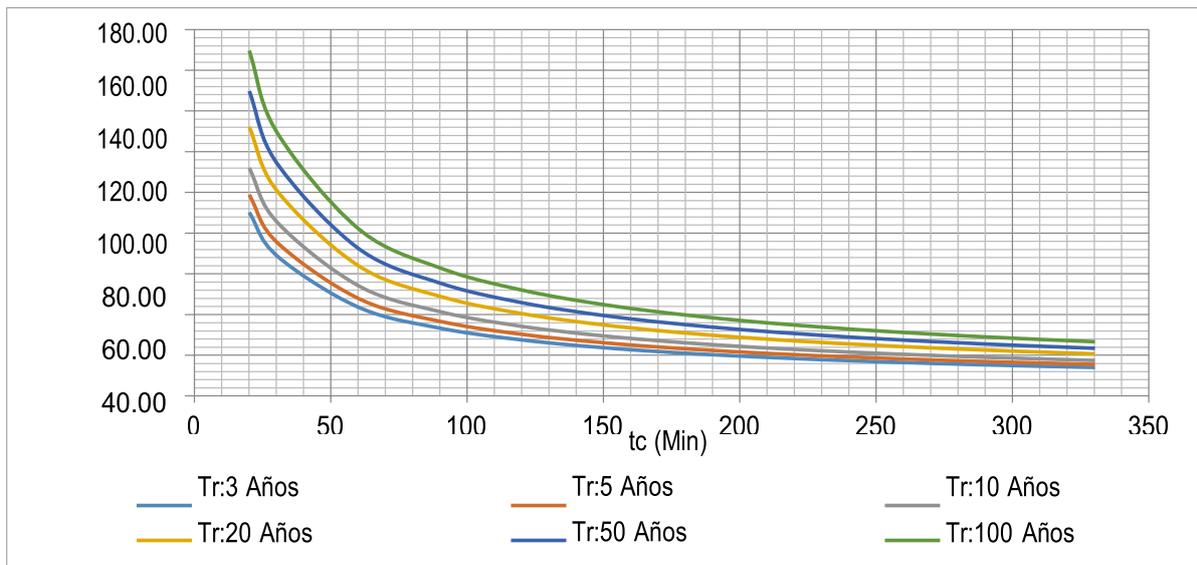


Figura 17. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia

$$I = \frac{35.881 * Tr^{0.18}}{(Tc * 0.0167)^{0.66}}$$

Donde:

I: Intensidad de la lluvia (mm/hr)

Tr: periodo de retorno (años)

Tc: Tiempo de concentración (minutos)

En el Anexo 2 se muestra la hoja de Excel con los parámetros cálculos y adoptados mencionados en este apartado y usados para la corrida del modelo.

## 5.2. Caudales residuales

- **Dotación neta de agua potable**

De acuerdo con el Reglamento de Agua Potable y Saneamiento de 2017 establece la dotación de agua potable de 130 l/hab. día.

- **Coefficiente de retorno**

La relación entre la cantidad de agua de abastecimiento y el retorno a la red como agua residual se puede considerar como una proporción aproximada de 85%, según las recomendaciones de la norma colombiana.

## 5.3. Criterios hidráulicos

Para poder efectuar la evaluación hidráulica de la red de saneamiento de Chagres y Robles, en cuanto a su capacidad actual, se define los parámetros hidráulicos, contenidos en el RAS 2017 y los aspectos de la consultoría del PSMV realizado en el 2020 para las poblaciones mencionadas. A continuación, se enlistan los criterios hidráulicos utilizados.

### **5.3.1. Diámetro mínimo**

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en tramos iniciales. El diámetro interno real mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales es 170 mm, esto con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema.

De acuerdo con la evaluación de la red de colectores de las poblaciones de Chagres y Robles, a pesar de que el alcantarillado fue diseñado para una condición sanitaria, o separativa, esta se encuentra funcionando como alcantarillado unitario debido al ingreso de aguas lluvias de escorrentía de viales (sin pavimentar) a través de sumideros conectados a la red y de áreas de patios y cubiertas de viviendas.

Debido a lo anterior, para la optimización se tratará la red como unitaria, con lo cual se adoptará un diámetro interno mínimo de 260 mm. En tramos iniciales evaluados que no presenten problema de funcionamiento se adopta un diámetro interno mínimo de 170 mm, debido a que un incremento de diámetro tendría mayores costes.

### **5.3.2. Coeficiente de Manning**

El coeficiente  $n$  de rugosidad de Manning se establece de acuerdo con el material de las tuberías de la red de saneamiento. Según los materiales encontrados se asigna el coeficiente de rugosidad indicado en la Tabla 10.

Tabla 10. Coeficientes de rugosidad de Manning.

Material	Valores recomendados	Valor adoptado
<b>Gres</b>	0,011 – 0,015	0,013
<b>Concreto rugoso</b>	0,015 – 0,017	0,015
<b>PVC (Liso)</b>	0,009 – 0,015	0,010

Los coeficientes de rugosidad adoptados corresponden a PVC (Tubería PVC corrugada o doble pared estructural), por tanto, se establece el coeficiente de rugosidad de 0.010 para los conductos de las actuaciones.

### 5.3.3. Comprobación de velocidad

En cuanto a las velocidades mínimas la norma colombiana establece que, si las aguas residuales fluyen por un periodo largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de los colectores. En consecuencia, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo y que se genere un esfuerzo cortante en la pared de la tubería de mínimo 1.0 Pa (0.10 Kg/m<sup>2</sup>).

En lo que se respecta a velocidades máximas no debe sobrepasar los 5.0 m/s, determinada para el caudal de diseño, aunque esto dependerá del material de la tubería. Se adoptará 8 m/s para nuestro caso según la literatura.

### 5.3.4. Comprobación de capacidad de los conductos

Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector ( $d/D$ ) debe ser el 85% del diámetro interno real de éste. También se verifica la relación ( $q/Q$ ) que debe ser menor que la unidad.

### 5.3.5. Separación máxima entre registros

La distancia entre pozos está directamente relacionada con el urbanismo y con la utilización de equipos y métodos de limpieza de los colectores, sean estos manuales, mecanizados. La distancia máxima entre pozos, para métodos manuales de limpieza debe ser entre 100 y 120 metros, y 200 metros para métodos mecánicos o hidráulicos.

Para el diseño de colectores nuevos la norma establece una distancia máxima entre cámaras de 100 metros, considerando también este valor para aquellos tramos a optimizar.

### **5.3.6. Caída en los pozos**

Por normatividad que el diseño en la unión o intersección de dos o más colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, cuyo diseño hidráulico se basa en la determinación de las pérdidas de cabeza en la estructura, con el fin de estimar la cota batea del colector de salida. El análisis es diferente dependiendo del régimen de flujo, tanto de los colectores de entrada como en los de salida. Existen dos casos: régimen subcrítico y régimen supercrítico.

## **5.4. Método de cálculo**

A continuación, se realiza la descripción del método de evaluación de la red de saneamiento usando para ello un modelo de simulación para representar la situación actual y futura para la red de saneamiento para los poblados de Chagres y Robles.

### **5.4.1. Modelos de simulación de cuencas**

En los últimos años se ha venido desarrollando modelos de simulación de los procesos de drenaje urbano. Estos modelos requieren de cierta manera una definición completa de los factores hidráulicos e hidrológicos que afectan la descarga y son capaces de producir una gran cantidad de información concerniente a la respuesta de un sistema de drenaje para cualquier patrón de la precipitación seleccionado (McGhee, 2000).

La técnica más rápidamente disponible y útil para el tránsito exacto en los sistemas de drenaje urbano involucra la solución de las ecuaciones de Saint Venant. Las cuales consisten en la ecuación de la continuidad y la ecuación de la cantidad de movimiento.

Entre las técnicas usadas para la simulación computacional de drenaje urbano se pueden mencionar:

- HEC-HMS
- Tr-20
- SWMM

### 5.4.2. Modelo SWMM

El *Stormwater Management Model* (SWMM) de la EPA, es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. Contiene, por ejemplo, el *módulo de transporte o hidráulico* de SWMM, el cual analiza el recorrido de las aguas lluvias a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores (GMMF, 2009).

#### 5.4.2.1. Aplicaciones del modelo “SWMM”

De acuerdo con el GMMF (2009), SWMM se usa en el análisis de redes de evacuación de aguas tanto residuales como pluviales. Algunas de sus aplicaciones son:

- Diseño y dimensionamiento de componentes de la red de drenaje para prevenir inundaciones
- Diseño de estrategias de control de la red para minimizar el número de descargas de sistemas unitarios.
- Delimitación de zonas de inundación en barrancos y cauces naturales.
- Dimensionamiento de estructuras de retención y accesorios correspondientes

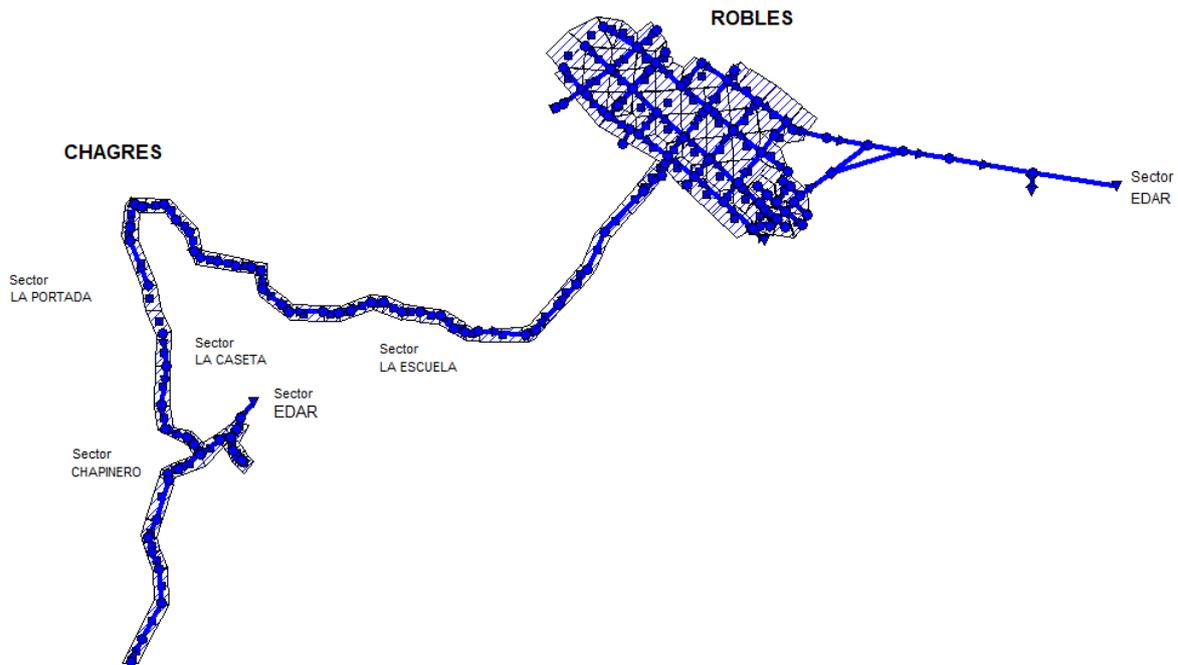
Según Sanchis (2016), el SWMM, para la conceptualización de una red de saneamiento permite la construcción de un modelo capaz de realizar simulaciones considerando la evolución temporal de la precipitación, la modelización de la escorrentía según diferentes hipótesis. Es posible con SWMM el diseño o rehabilitación de una red evaluando su funcionamiento en conjunto considerando la evolución temporal y no solo el dimensionamiento para el caudal punta como ocurre con el Método Racional.

Dada las características mencionadas del modelo SWMM y la familiaridad que existe con él se usará para el caso de las redes de saneamiento de Chagres y Robles.

### 5.5. Resultados de la simulación

La red de saneamiento de las poblaciones de Chagres y Robles se divide en dos partes, una parte de la red analizada drena en forma independiente hacia la EDAR del sector de Chapinero ubicado en la parte norte del poblado de Chagres, y la otra

porción de la red recoge el conjunto de las aguas residuales de la parte sur de Chagres y de Robles conduciéndolas hacia la EDAR proyectada, la cual tratará los vertidos de las dos poblaciones. En la Figura 18 se muestra la distribución de la red de saneamiento.



*Figura 18. Red de saneamiento de Robles y Chagres.*

La red de saneamiento de Chagres y Robles, fue diseñada para una condición netamente sanitaria, sin embargo, por lo encontrado en campo, el alcantarillado funciona como red unitaria, el ingreso de aguas lluvias se realiza a través de la conexión de patios y cubiertas de las viviendas, y a través de los sumideros ubicados en las vías, los cuales no hacían parte del diseño inicial. Existe deficiencia en las cunetas viales por las cuales se debería captar la escorrentía superficial y eventualmente la comunidad realiza el retiro de las tapas de los pozos para permitir el drenaje de las calle cuando se presentan abundantes lluvias.

Se realizó la simulación de la red de saneamiento a través de un modelo de simulación en tiempo seco y con aporte de aguas lluvias.

### **5.6. Resultado del modelo en tiempo seco**

Para el primer diagnóstico de la red, se han ingresado los caudales residuales de acuerdo con la opción DRY-WEATHER o tiempo seco, que permite ingresar dichos

aportes de caudal residual por medio de caudales de entrada a los nudos o pozos sin la presencia de precipitación. Se pretende alcanzar el objetivo de verificar si la red es lo suficientemente capaz de soportar dicha entrada de agua al sistema, lo anterior se muestra en la Figura 19:

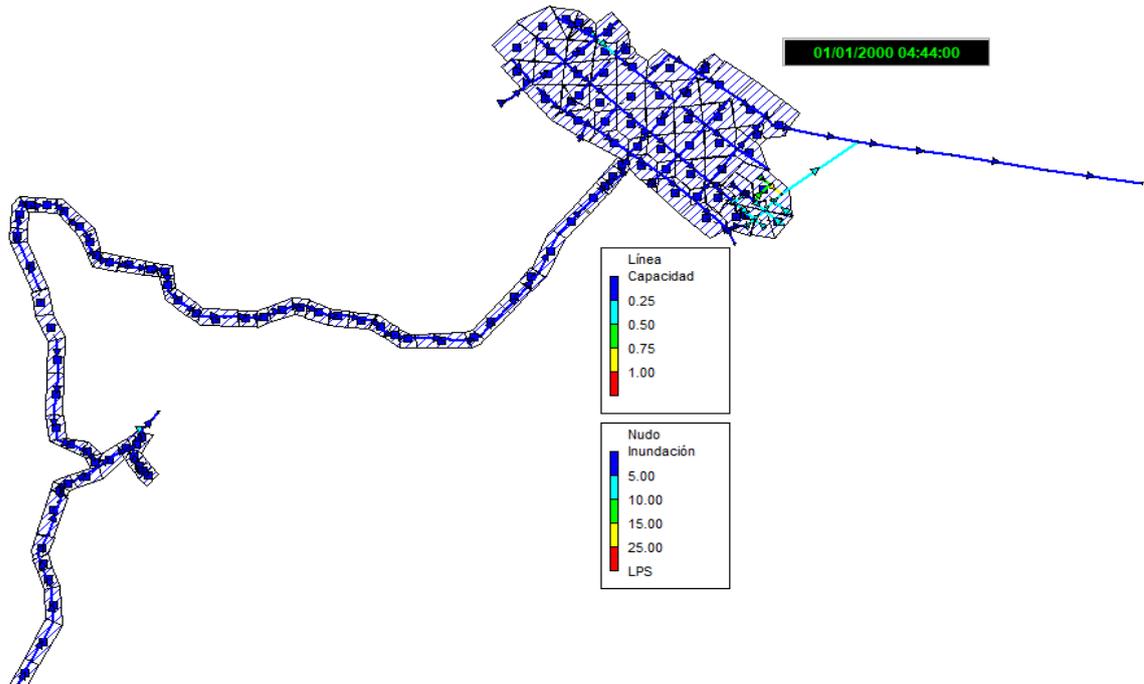


Figura 19. Resultados simulación capacidad de la red en tiempo seco

En la Figura 19 se observa que la red soporta los caudales residuales, ya que no se presenta conductos en carga y ningún pozo presenta inundación.

### 5.7. Resultado del modelo en tiempo de lluvia

Los resultados de la simulación permiten determinar el funcionamiento de la red y determinar si se hace necesario acciones de rehabilitación.

Una vez se realiza la simulación, se analiza los resultados globales, los cuales se presentan a continuación:

```

*****
Errores de Continuidad
*****

*****
Escorrentia Superficial      Volumen      Altura
                             ha m        mm
*****
Precipitación Total ..... 2.347       69.650
Pérdidas Evaporación ..... 0.000       0.000
Pérdidas Infiltración ..... 0.832       24.678
Escorrentia Superficial .. 1.356       40.252
Almacen. Final en Sup. .... 0.172       5.104
% Error Continuidad ..... -0.552

*****
Cálculo Hidráulico          Volumen      Volumen
                             ha m        10³ m³
*****
Aporte Tiempo Seco ..... 0.783       7.826
Aporte Tiempo Lluvia ..... 1.357       13.570
Aporte Ag. Subterránea ... 0.000       0.000
Aportes dep. Lluvia ..... 0.000       0.000
Aportes Externos ..... 0.000       0.000
Descargas Externas ..... 1.687       16.870
Descargas Internas ..... 0.444       4.440
Pérdidas Almacenamiento .. 0.000       0.000
Vol. Almacenado Inicial .. 0.000       0.000
Vol. Almacenado Final .... 0.011       0.108
% Error Continuidad ..... -0.103

```

Figura 20. Informe de resultados globales de la red

De acuerdo con la Figura 20 se hace necesario analizar las **Descargas Internas** que representa la cantidad de volumen de agua que se escapa al exterior de la red, siendo este de: 4440 m<sup>3</sup>, lo que indica de que la red está funcionando mal.

En la Figura 21 se observa los resultados de los conductos que entran en carga (rojo), es decir, el SWMM 5.0 considera que un conducto entra en carga cuando la relación  $y_{max}/y_{full}$  es igual a 1. También se considera que un conducto está en sobrecarga cuando el caudal máximo calculado supera al caudal a sección llena calculado con la ecuación de Manning.

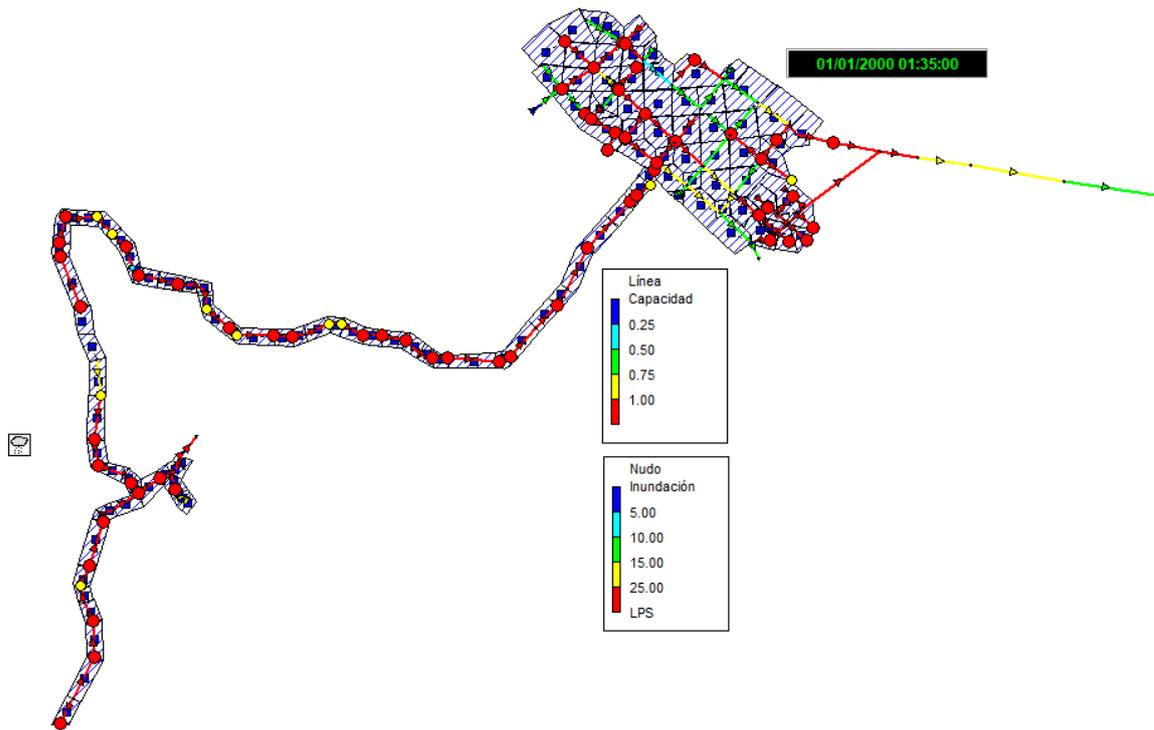


Figura 21. Resultados simulación capacidad de la red con aporte de lluvias

Además, el SWMM 5.0 arroja un práctico resumen de los resultados de la simulación efectuada en su **Informe de Estado**. En las Figuras 22, 23 y 24 se presenta algunos de los resultados obtenidos.

Línea	Tipo	Caudal Máximo LPS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
C1	CONDUIT	295.16	0 01:32	4.18	4.32	1.00
C2	CONDUIT	65.61	0 03:05	1.62	1.55	1.00
C3	CONDUIT	43.63	0 01:34	1.93	0.54	1.00
C4	CONDUIT	125.59	0 01:35	4.00	5.41	1.00
C5	CONDUIT	8.34	0 01:31	0.58	0.05	1.00
C6	CONDUIT	54.71	0 01:35	1.76	1.22	0.97
C7	CONDUIT	223.73	0 01:33	5.53	1.35	1.00
C8	CONDUIT	94.20	0 01:31	3.62	1.27	1.00
C9	CONDUIT	103.84	0 01:35	3.31	1.00	1.00
C10	CONDUIT	64.90	0 01:35	2.24	0.62	0.88
C11	CONDUIT	60.44	0 01:31	2.32	1.67	1.00
C12	CONDUIT	291.58	0 01:32	2.83	1.51	1.00
C13	CONDUIT	65.05	0 03:17	2.50	1.27	1.00
C14	CONDUIT	1.50	0 01:31	2.15	0.03	0.11
C15	CONDUIT	48.24	0 01:40	1.99	1.02	1.00
C16	CONDUIT	212.12	0 01:34	2.06	4.94	1.00
C17	CONDUIT	236.47	0 01:32	2.30	1.63	1.00

Figura 22. Parte del informe SWMM caudal de conductos; C1-C17.

Línea	Tipo	Caudal Máximo LPS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
C18	CONDUIT	81.12	0 01:31	3.27	1.18	1.00
C19	CONDUIT	1736.25	0 01:37	2.73	1.36	1.00
C20	CONDUIT	111.01	0 01:35	3.53	1.07	1.00
C21	CONDUIT	241.40	0 01:35	2.35	4.25	1.00
C22	CONDUIT	290.11	0 01:36	4.58	3.78	1.00
C23	CONDUIT	76.77	0 01:43	3.40	0.99	1.00
C24	CONDUIT	68.60	0 01:31	2.18	2.46	1.00
C25	CONDUIT	101.51	0 01:32	3.23	1.23	1.00
C26	CONDUIT	62.36	0 01:53	2.03	1.01	1.00
C27	CONDUIT	117.24	0 01:31	3.92	1.13	1.00
C28	CONDUIT	108.84	0 01:32	3.63	1.09	1.00
C29	CONDUIT	75.97	0 01:31	2.42	1.78	1.00
C30	CONDUIT	88.92	0 01:33	2.83	1.00	1.00
C31	CONDUIT	108.97	0 00:52	1.06	1.69	1.00
C32	CONDUIT	43.31	0 01:36	1.45	1.09	1.00
C33	CONDUIT	1.50	0 00:08	0.72	0.03	0.56
C34	CONDUIT	31.89	0 01:35	1.23	0.98	1.00
C35	CONDUIT	223.94	0 01:35	2.18	3.52	1.00
C36	CONDUIT	48.32	0 01:38	1.54	1.01	1.00
C37	CONDUIT	66.51	0 01:37	2.56	1.12	1.00
C38	CONDUIT	33.21	0 01:32	1.28	1.11	1.00

Figura 23. Parte del informe SWMMM caudal de conductos; C18-C38.

Línea	Tipo	Caudal Máximo LPS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
C39	CONDUIT	91.00	0 01:35	3.85	1.00	1.00
C40	CONDUIT	124.12	0 01:36	3.95	1.19	1.00
C41	CONDUIT	1.50	0 00:06	0.76	0.07	0.59
C42	CONDUIT	66.88	0 01:33	2.57	1.98	1.00
C43	CONDUIT	68.71	0 01:31	2.64	1.62	1.00
C44	CONDUIT	64.26	0 01:31	2.05	1.05	1.00
C45	CONDUIT	59.60	0 01:36	1.90	1.51	1.00
C46	CONDUIT	63.73	0 01:28	1.35	1.25	1.00
C47	CONDUIT	60.34	0 01:44	2.32	1.01	1.00
C48	CONDUIT	47.09	0 02:35	1.81	1.34	1.00
C49	CONDUIT	96.10	0 01:35	4.26	0.98	1.00
C50	CONDUIT	115.62	0 01:39	3.78	1.11	1.00
C51	CONDUIT	612.71	0 01:35	1.25	0.48	1.00
C52	CONDUIT	85.70	0 01:32	3.22	1.15	1.00
C53	CONDUIT	52.67	0 02:16	2.02	1.00	1.00
C54	CONDUIT	40.03	0 01:35	1.54	1.25	1.00
C55	CONDUIT	51.17	0 01:31	1.97	1.43	1.00
C56	CONDUIT	51.16	0 01:36	2.01	1.12	1.00
C57	CONDUIT	104.84	0 01:35	3.77	1.01	1.00
C58	CONDUIT	79.09	0 01:30	2.52	1.22	1.00
C59	CONDUIT	55.01	0 01:31	2.11	1.52	1.00

Figura 24. Parte del informe SWMMM caudal de conductos; C39-C59.

Siguiendo la metodología que se expone en el Curso de Análisis y Rehabilitación de Redes de Alcantarillado Mediante el Código SWMM (2007), en las Figuras 22, 23 y 24 se resalta los conductos que están en sobrecarga en cualquier momento de la simulación por medio de la relación máxima de cada tubería entre su respectivo diámetro que se obtiene del apartado **Caudales en Línea** del SWMM 5.0. Por ejemplo, de acuerdo a los resultados, algunos conductos como C1, C9, C13, C17, C18, C29, C39 y C59, entre otros (resaltados en rojo) están en sobrecarga debido a que la relación de calado máximo versus calado a sección llena es igual a 1.

Sin embargo, en las figuras también se puede ver que los conductos (en verde) también presentan sobrecarga durante debido a que el caudal pico calculado ha superado al caudal a sección llena, sin haberse cumplido la igualdad entre calado máximo y el calado a sección llena, por ejemplo, el conducto C6, o siendo la relación de calado máximo versus calado a sección llena igual a 1, el caudal pico calculado no ha superado el caudal a sección llena como en los conductos C23, C34 y C49 y C51. En la Tabla 11 se muestra el porcentaje de conductos que entran en carga.

*Tabla 11. Porcentaje de tuberías en carga.*

Rango diámetros (m)	Conductos en carga (unidad)	Porcentaje (%)
0,145-1	127	87,59%
Rango diámetros (m)	Conductos con capacidad (unidad)	Porcentaje (%)
0,145-1	18	12,41%
<b>Total conductos (unidad)</b>	145	

También el modelo permite conocer la inundación en cada pozo en términos de caudal a través del apartado ***Inundación en Nudos***. En la Figura 25 se muestra la salida grafica del SWMM 5.0, que representa la inundación de los pozos que se produce a 1:35 minutos de iniciada la simulación, y en la cual se puede ver que un gran porcentaje de los pozos (en rojo) de la red de Chagres y Robles se inundan al recibir la suma de las aguas pluviales y residuales.

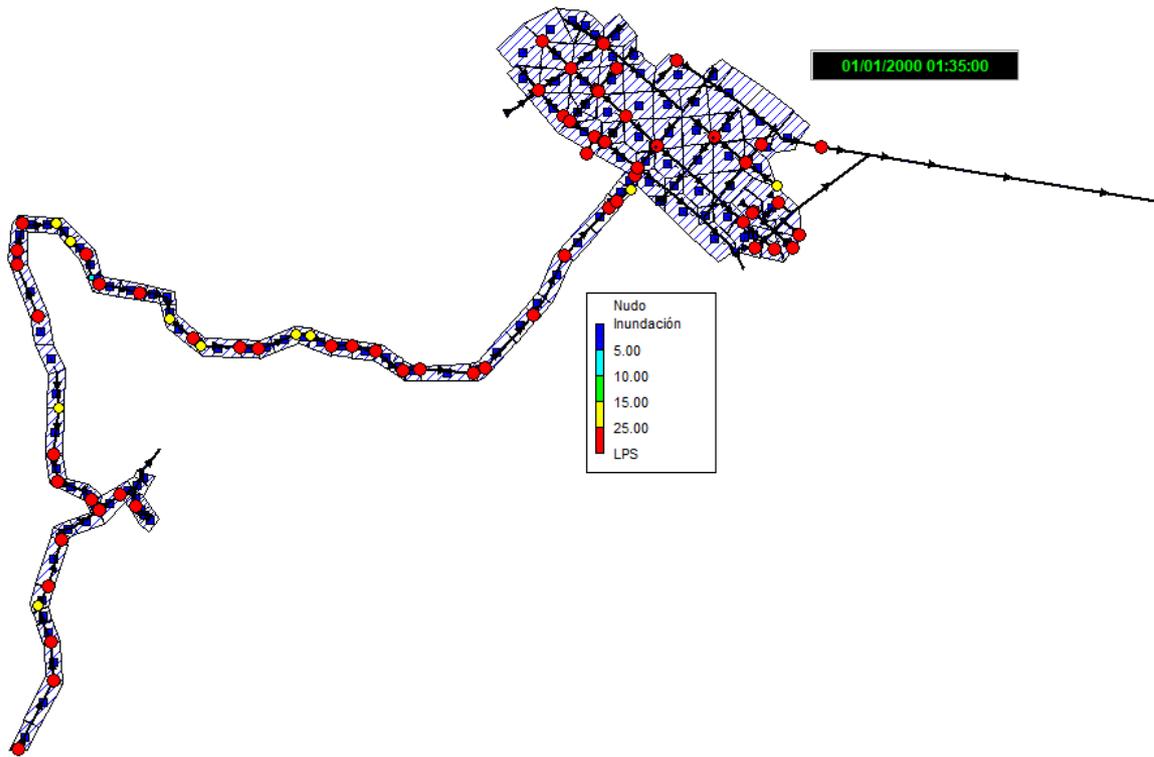


Figura 25. Resultados en los pozos de la red en términos de caudal.

Otra forma de visualizar en el SWMM 5.0 como están funcionando los conductos es a través de los gráficos. Por ejemplo, en la Figura 26 se puede observar la variación de la capacidad de los conductos C1, C6 y C17 durante el transcurso de la simulación realizada, que al igual que en la Figura 22, se corrobora que el calado en el conducto C6 no alcanza a llegar a su nivel máximo.

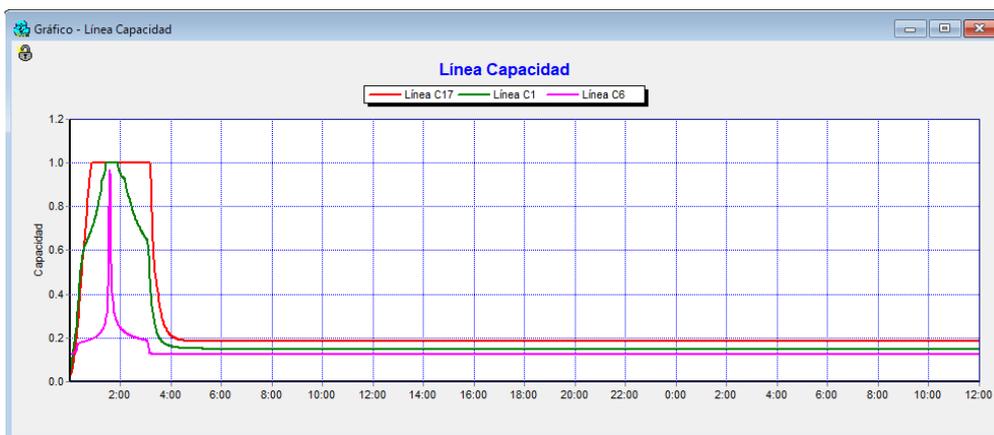


Figura 26. Variación de la capacidad de los conductos C1, C6 y C17.

En el perfil de la Figura 27 se muestra que los conductos C12, C17, C21, C31, C35, C16 y C109 están funcionando a presión durante la primera hora de la simulación.

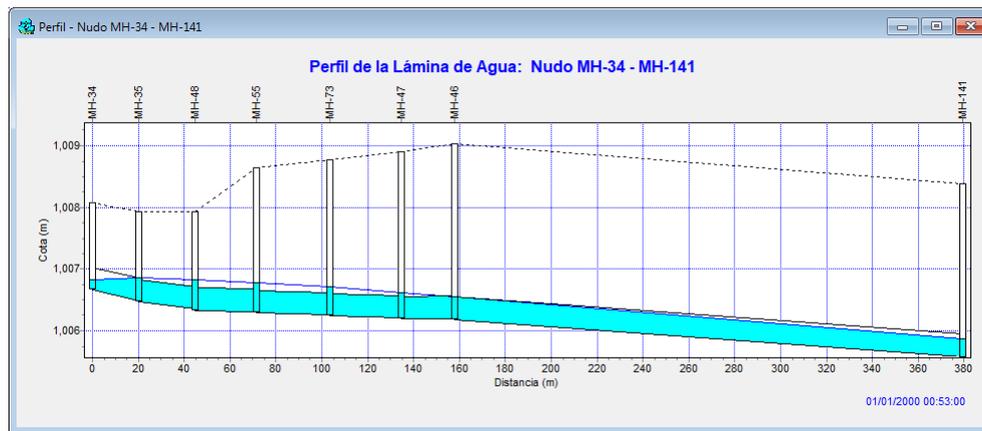


Figura 27. Perfil longitudinal de la lámina de agua de los conductos C12 a C109.

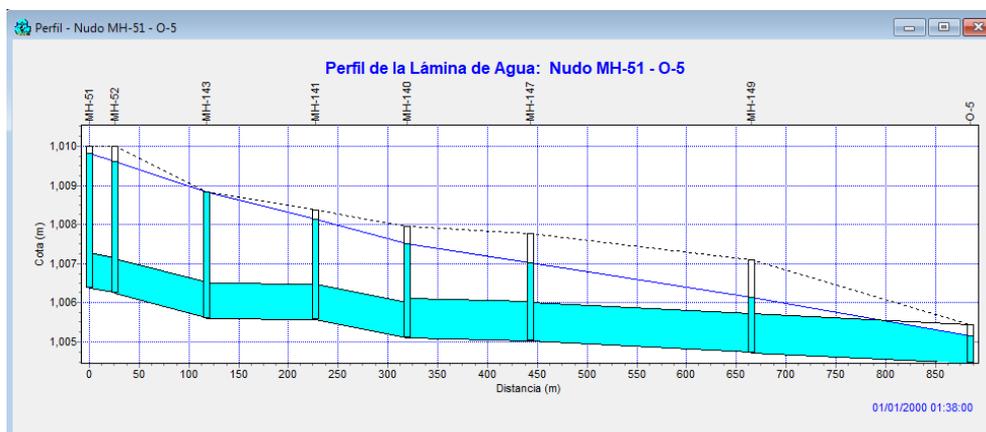


Figura 28. Perfil longitudinal de la lámina de agua de los conductos C19 a C108.

También en el perfil de la Figura 28 se muestra que los conductos C19, C92, C103, C141, C105, C110 y C108 están funcionando a presión a 1:38 minutos de la simulación, donde se produce el pico de la tormenta.

### 5.8. Diagnóstico del estado de la red

De acuerdo a los resultados de simulación obtenidos y de los cuales se ha ejemplarizado algunos en el apartado anterior, es posible hacer un análisis del estado de funcionamiento de la red de saneamiento.

Como se mencionó anteriormente la primera simulación de las aguas residuales se realizó con la introducción de caudales de aguas residuales al sistema, donde el resultado es que la red soporta los caudales y solo con unos pocos tramos que presentan bajas velocidades.

La segunda simulación se obtiene introduciendo las aguas lluvias y las aguas residuales simultáneamente, y se observó que la red está trabajando de manera deficiente e inestable en la mayoría de las conducciones, produciéndose entradas en carga e inundación en los pozos.

Según la comprobación que se hace para las velocidades límites máximas y mínimas, siendo de 0,6 m/s la velocidad mínima para permitir lavar los sólidos depositados durante el periodo de caudal bajo y que la velocidad máxima real en el colector por gravedad no sobrepase los 5,0 m/s para evitar la erosión en las paredes de la tubería, aunque dicha velocidad máxima dependerá del material de la tubería.

En relación a las velocidades mínimas, se presentan solo en los conductos; C5, C135 y C121, siendo velocidades (0,50-0,54 m/s) que permitirían la sedimentación de sólidos y producción de olores por la descomposición de estos en condiciones anaerobias, pero, el lavado que se produce por la lluvia, se eliminaría este inconveniente.

En cuanto a las velocidades máximas, todos los conductos cumplen con la velocidad máxima de 8 m/s.

En el Anexo 3 se muestra la hoja de cálculo usada para identificar los conductos que presentaban problemas y determinar las posibles acciones de mejora.

### **5.9. Actuaciones de mejora de la red**

Teniendo en cuenta que la red analizada se diseñó para conducir solamente las aguas residuales, y dado los problemas de funcionamiento hidráulico que presenta la red al transportar la suma de las aguas residuales y pluviales, siendo el caudal pluvial el que genera los problemas hidráulicos, se realizó actuaciones para permitir un buen funcionamiento con ambos caudales en condiciones de lámina libre.

Se optimizará la red para que funcione como una red unitaria que permita manejar los caudales que se presentan en tiempo húmedo en la zona y evitar los desbordamientos incontrolados en las vías y conducir a la vez los vertidos al humedal diseñado.

### 5.9.1. Soluciones para optimización de la red

Para las actuaciones de mejora en la red de saneamiento se tuvo en cuenta criterios de velocidad y capacidad de los conductos. Al igual que criterios técnicos estipulados en la norma colombiana y la literatura para la proyección de una red unitaria.

Las soluciones se implantan para evitar algunos de los problemas hidráulicos que se presentan en la red, entre ellos:

- a) Entrada en carga de los conductos de la red
- b) Inundación hacia la superficie de los pozos
- c) Velocidades superiores a 8 (m/s)

En el caso de las velocidades máximas en los colectores se adoptó 8 m/s, según Gómez (2007), este valor es aceptable para los caudales del periodo de retorno de diseño (5 años para nuestra red). De igual manera, se adoptó para la corrida del modelo de aguas residuales una velocidad mínima entre 0.6 a 1 m/s, con la comprobación necesaria para caudales mínimos de la tensión de arrastre con la relación a los sedimentos encontrados de la red.

Las soluciones que se implementaron fueron:

- Incrementar la pendiente de los conductos: Se aumentó las cotas existentes aguas arriba o se redujo las cotas aguas abajo en los conductos.
- Incremento de la capacidad hidráulica: Se aumentó el diámetro de los conductos que presentaban sobrecarga, al realizar el reemplazo o corrida del modelo con conductos con diámetros de mayor tamaño o se proyectó conductos paralelos.
- Maximizar la capacidad del sistema existente: Se eliminó tramos muy cortos de la red, que causaban constricción local, proyectando tramos con mayor longitud y/o diámetro.
- Cambio de entronques por batea a entronques por clave de los conductos: Algunos conductos presentaban entronques por batea y, por tanto, se procedió a unir por clave, evitando la entrada en carga, por ejemplo, en algunos conductos de diámetro menor ubicados aguas arriba que entregan a conductos de mayor diámetro.

- Pendientes paralelas al terreno: Las pendientes de los colectores se proyectaron muy parecidas al perfil de terreno, esto para minimizar la excavación en zanja y profundidad de pozos, y se realizó desniveles de entrada a unos pocos pozos aguas abajo para obtener en general velocidades moderadas.

A continuación, se presentará algunas de las soluciones de rehabilitación de la red propuestas y su efecto de acuerdo con los resultados de la simulación en tiempo de lluvia con SWMM 5.0. La totalidad de las actuaciones se muestran en el Anexo 4.

- Incremento de pendientes del tramo final entre pozos MH-52 a O-5 para disminuir la entrada en carga en los conductos aguas arriba.

Cómo se observa en la Figura 27, el tramo MH-52 a O-5 tiene una pendiente muy suave entre los pozos MH-140 y O-5, y el pozo MH-141 presenta una sobreelevación en algo más de 0.5 m con respecto al MH-140 generando que no haya desnivel en el tramo aguas arriba.

Se disminuye la cota de batea del pozo MH-14 y demás pozos y se simula.

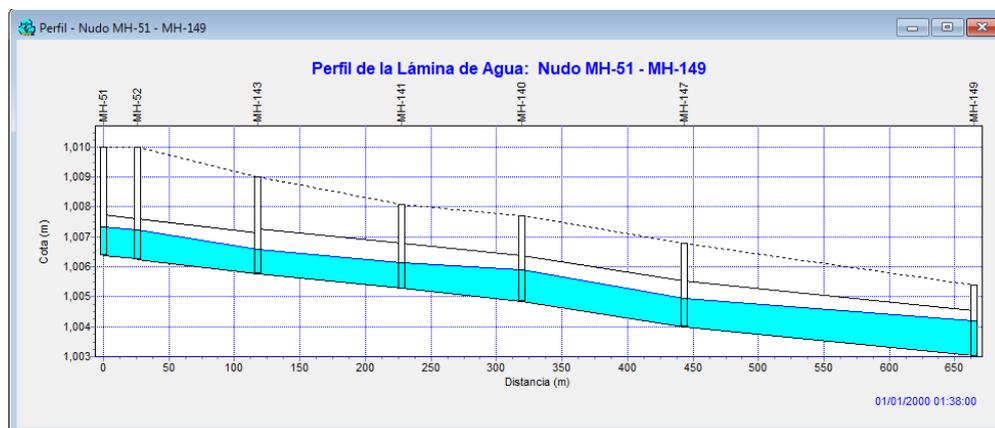


Figura 29. Perfil longitudinal de la lámina de agua de los conductos C19 a C110.

En la Figura 29 al disminuir las cotas se ha eliminado los problemas en el conducto, con lo cual también se favorece el funcionamiento de los tramos aguas arriba.

- Incremento de la capacidad hidráulica y eliminación de constricción local entre los pozos MH-93 a MH-28 para evitar entrada en carga de los conductos aguas arriba.

En la Figura 30 se observa que los conductos entre los pozos MH-93 a MH-28 presentan sobrecarga y existe un conducto de muy corta longitud que causa constricción del caudal entre MH-36 y MH-37.

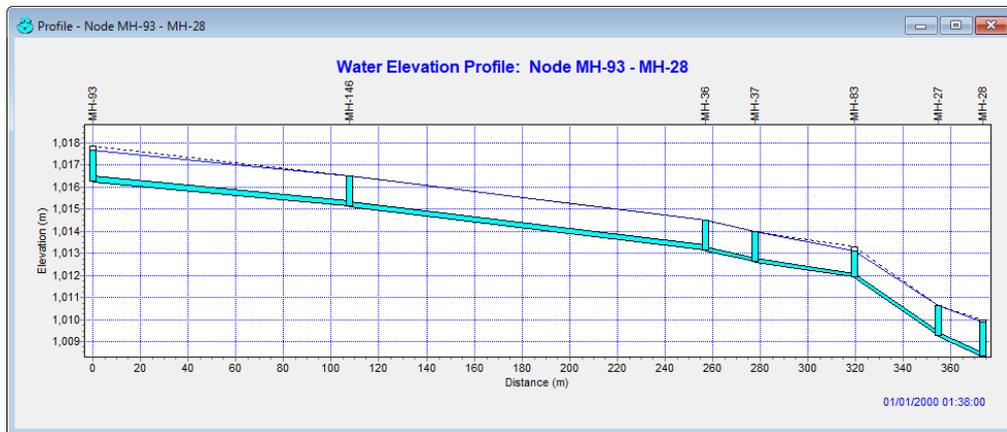


Figura 30. Perfil longitudinal de la lámina de agua de los conductos C102 a C8.

Se aumenta el diámetro de los conductos, se elimina el pozo MH-37 y también se disminuyen las cotas, iniciando desde en el pozo MH-28 hacia superiores, este pozo entrega las aguas residuales del poblado Chagres a la red de Robles, y, por tanto, las actuaciones también ayudan a eliminar la sobrecarga en los conductos aguas arriba. En la Figura 31 se muestra los conductos funcionando a lamina libre cómo resultado de las actuaciones entre pozos MH-93 a MH-28.

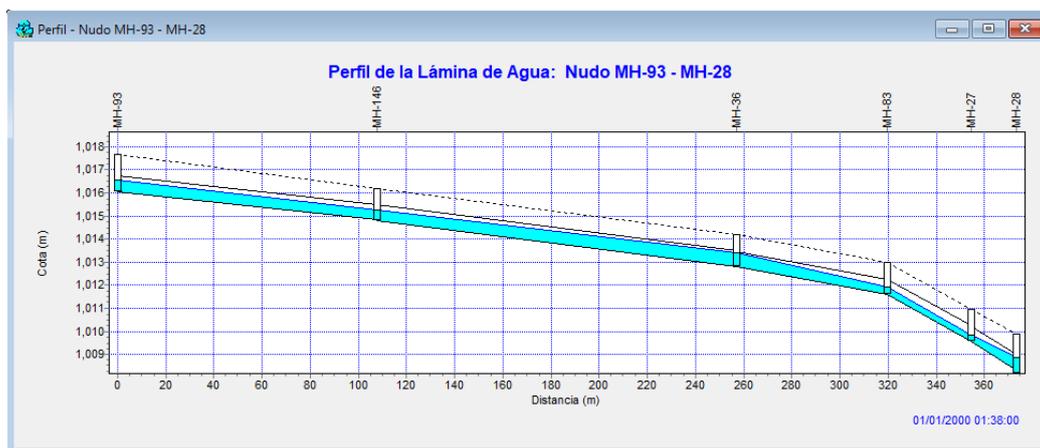


Figura 31. Perfil longitudinal de los conductos C102 a C8 después de las actuaciones.

En la Figura 32 se muestra los conductos que presentan problemas aguas arriba de MH-93 y en la Figura 33 se muestra los conductos C104 a C46 con las mejoras.



Figura 32. Perfil longitudinal de los conductos C102 a C8 después de las actuaciones.



Figura 33. Perfil longitudinal de los conductos C104 a C46 con actuaciones.

Tabla 12. Resumen de actuaciones.

Conductos reemplazados (m)	Conductos nuevos	Pozos eliminados	Aliviaderos
111	6	7	2
<b>Total conductos (unidad)</b>	147		
<b>Rango de diámetros (m)</b>	0,227-1,7		

En el Anexo 4 se presenta los resultados de las actuaciones en los 111 conductos, entre los cuales, se eliminaron el pozo MH-8, MH-11, MH-13, MH-37, MH-76, MH-43, MH-157, por generar constricción y por cambio en la dirección del drenaje del conducto.

## 6. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

Los procesos que se contemplaron para el tratamiento de los vertidos de los poblados de Chagres y Robles fueron: Pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario con humedal. En la Figura 34 se muestra un esquema que se tuvieron en cuenta para el diseño.

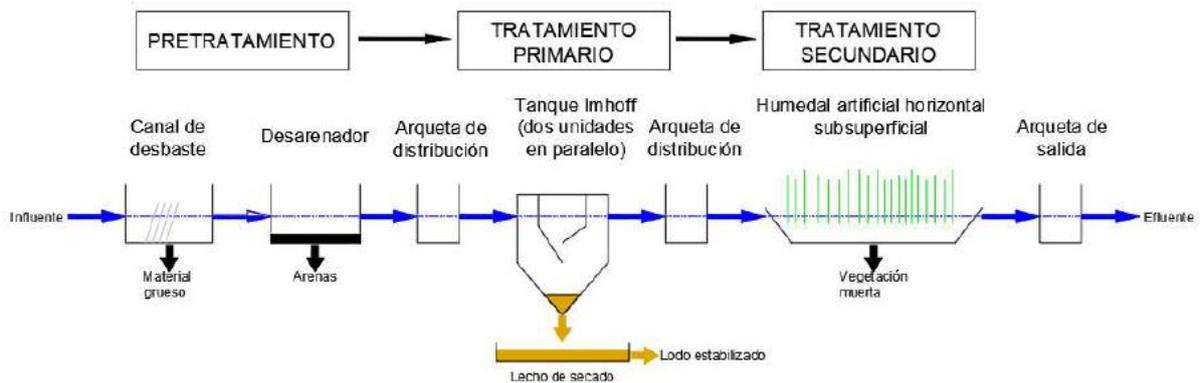


Figura 34. Esquema sistema tratamiento. Fuente (Bayas, 2018).

### 6.1. Pretratamiento

#### 6.1.1. Aliviadero de entrada

La operación del aliviadero se proyecta mediante una estructura de control hidráulico tipo lateral; de esta manera a medida que el caudal aumente con el inicio de las lluvias, el nivel de agua en el canal principal incrementará hasta desbordar dicho nivel máximo y el caudal desbordado será conducido hacia el canal auxiliar previsto para descargar directamente al cuerpo receptor y de preferencia a un tanque de tormenta después de haber pasado por una reja instalada en el canal adjunto al de desbaste.

La Norma Colombiana indica que el caudal de alivio debe corresponder al caudal medio de agua residual multiplicado por un factor de dilución el cual no podrá ser inferior de 5 a 1 de la relación de caudal de aguas lluvias y del caudal medio diario de agua residual.

El caudal del aliviadero se calcula con la recomendación de la norma colombiana a través de la siguiente expresión:

$$Q_v = Q_{lluv} - 5 \times Q_{med,d}$$

Donde:

$Q_v$ : El caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero, en  $m^3/s$ .

$Q_{lluv}$ : El caudal de lluvia más agua residual que llega a la instalación, en  $m^3/s$ .

$Q_{med,d}$ : Caudal medio, en  $m^3/s$ .

Se calcula el caudal de vertido mediante la siguiente expresión:

$$Q_v = 0,1 - 5 \times 0,00482$$

$$Q_v = 0,0759 \text{ m}^3/s$$

$$Q_v = 75,9 \text{ l/s}$$

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008) a través de la fórmula simplificada de Francis se obtiene la longitud del vertedero:

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \times H)) \times (H)^{1,5}$$

Donde:

Q: Caudal por metro lineal,  $m^3/s$ .

H: Altura de la lámina de agua sobre el vertedero, m.

Para el cálculo del caudal por metro lineal de vertedero se establece un ancho de canal de 0,3 m y se debe establecer la altura del agua cuando llueve y en tiempo seco.

Se define la velocidad de agua de 0,9 m/s, que se establece por ser la velocidad mínima cuando ocurren caudales combinados.

El caudal máximo que puede transportar la conducción se estima para la altura del agua en el canal (P) y la altura de la lámina de agua sobre el vertedero (H) con la siguiente expresión:

$$\frac{Q \text{ (m}^3/s\text{)}}{\text{Vel (m/s)} \times \text{ancho (m)}} = P \text{ (m)}$$

$$\frac{0,1}{0,9 \times 0,3} = P_{lluvia} \text{ (m)}$$

$$\frac{0,1}{0,9 \times 0,3} = 0,37 \text{ m}$$

$$\frac{0,0347}{0,9 \times 0,3} = P_{máx,i} (m)$$
$$\frac{0,0347}{0,9 \times 0,3} = \mathbf{0,12 m}$$

La diferencia de las dos alturas calculadas dará el valor de H, que es la altura necesaria para descarga del caudal vertido.

$$H = P_{(l)} - P_{(m)}$$

$$H = 0,37 - 0,12$$

$$\mathbf{H = 0,25 m}$$

Entonces el caudal por metro lineal para el valor obtenido:

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \times H)) \times (H)^{1,5}$$

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \times 0,25)) \times (0,25)^{1,5}$$

$$\mathbf{Q = 0,22 m^3/s.m}$$

Se calcula la longitud del vertedero dividiendo el caudal de vertido entre el caudal por metro lineal de vertedero:

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

Donde:

L: Longitud del vertedero, m.

$Q_v$ : Caudal del vertido que debe evacuar el aliviadero, m<sup>3</sup>/s.

Q: Caudal por metro lineal, m<sup>3</sup>/s.

$$L = \frac{0,0759}{0,22}$$

$$\mathbf{L = 0,3 m}$$

Se considera un margen de seguridad de 0,10 m, por tanto, la longitud adoptada es **0,40 m**.

Para el canal por donde circula el caudal excedente se debe instalar una reja con barrotes con separación de 100 mm de limpieza manual.

### 6.1.2. Canal de desbaste

El agua residual se somete al desbaste, en este caso en una estructura de flujo horizontal, donde se separan los gruesos en un canal dotado de rejillas y donde ocurre también el desarenado.

Para realizar el diseño del canal de desbaste propuesto se siguen las recomendaciones de García Serrano y Corzo Hernández (2008) y las cuales se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejillas.

Características	Reja de gruesos	Reja de finos
<b>Modo de funcionamiento</b>	Manual	Automático
<b>Anchura de los barrotes (mm)</b>	>12	<6
<b>Pendiente en relación a la vertical (grados)</b>	30-45	30-45
<b>Velocidad de aproximación (m/s)</b>	0,3-0,6	0.3-0,6
<b>Perdida de carga</b>	0,15	0,15

Fuente: (García Serrano y Corzo Hernández, 2008).

### 6.1.3. Reja de gruesos

- **Ancho útil de paso**

- Ancho de barrotes: 15,9 mm = barra de acero comercial No 5. (modo manual)
- Luz entre rejillas: 50 mm
- Pendiente en relación con la vertical: 45°. (Para facilitar limpieza)
- Diámetro colector entrada: 1 m

$$W_u = (A_c - n \times A_b) \times \left(1 - \frac{G}{100}\right)$$

Donde:

W<sub>u</sub>: ancho útil de paso (m).

A<sub>c</sub>: ancho del canal (m).

n: número de barrotes.

A<sub>b</sub>: ancho de barrotes (m.)

G: el grado de colmatación (%), se utilizará 30 %.

Se calcula antes el número de barrotes que será el número de espacios menos uno y se calcula según la expresión del ancho del canal:

$$A_c = n_e \times l_b \times A_b$$

Donde:

$A_c$ : Ancho del canal, m.

$n_e$ : Número de espacios

$l_b$ : Luz entre barrotes, m.

$n_b$ : Número de barrotes

$A_b$ : Ancho de barrotes, m.

Simplificando y despejando  $n_e$ :

$$n_e = \frac{A_c + A_b}{l_b + A_b}$$

$$n_e = \frac{1 + 0,0159}{0,05 + 0,0159}$$

$$n_e = \mathbf{15 \text{ barras}}$$

Se procede así a calcular el ancho útil de paso:

$$W_u = (1 - 15 \times 0,0159) \times \left(1 - \frac{30}{100}\right)$$

$$W_u = \mathbf{0,53 \text{ m}}$$

Calado necesario Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$h = \frac{Q}{v} \times \frac{1}{W_u}$$

Donde:

$h$ : el calado, en m.

$Q$ : el caudal de paso, en m<sup>3</sup>/s.

$v$ : la velocidad de aproximación, en m/s.

$W_u$ : ancho útil de paso (m).

Con la ecuación anterior, se calcula el calado necesario para el grado de colmatación de 30%, el caudal máximo horario y una velocidad de paso de 0,3 m/s.

$$h = \frac{Q}{v} \times \frac{1}{W_u}$$

$$h = \frac{0,016}{0,30} \times \frac{1}{0,53}$$

$$h = 0,10 \text{ m}$$

Se proporciona un resguardo de 0,3 m y se aproxima a una dimensión estándar, siendo el calado definitivo de 0,5 m, y será la altura fijada en todo el canal.

Para establecer el ancho del canal necesario para desarenado y su longitud se utilizarán los valores recomendados por García Serrano y Corzo Hernández. Los cuales que se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un desarenador de flujo horizontal.

Parámetro	Intervalo	Valor típico
<b>Flujo horizontal (canales de desbaste)</b>		
<b>Carga hidráulica</b>		<70 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .hora (a Q <sub>máx</sub> )
<b>Velocidad horizontal del agua</b>	0,2-0,4 m/s	0,3 m/s
<b>Tiempo de retención</b>	45-90 s	60 s
<b>Longitud (referente a la lámina de agua)</b>	20-25 veces	-
<b>Relación largo-ancho</b>	1,5-1,3	2

- **Longitud del canal**

De acuerdo con García Serrano y Corzo Hernández (2008) la longitud necesaria del canal en la zona de las rejillas se determina considerando la velocidad de aproximación del agua ( $v$ ) y el tiempo hidráulico ( $T_H$ ), que suele ser de 5 a 15 segundos. Se asume para nuestro caso un tiempo de 10 segundos y una velocidad de paso de 0,3 m/s.

Calculándose así:

$$L = T_H \times v$$

$$L = 10 \times 0,3$$

$$L = 3 \text{ m}$$

#### 6.1.4. Desarenador

- **Longitud del canal en zona de desarenado**

La longitud del canal se determina mediante la relación largo – ancho del canal. Se asume un ancho de canal de 0,80 m. Se calcula de la siguiente manera:

$$L = W \times \text{relación largo} - \text{ancho}$$

Donde:

L: largo del canal en zona de desarenado (m)

W: ancho del canal de desarenado (m)

La relación largo – ancho se establece en 2:1

$$L = 0,8 \times 2$$

$$L = 1,60 \text{ m}$$

- **Sección transversal del canal en zona de desarenado**

se obtiene asumiendo la velocidad típica recomendado de 0,3 m/s, se toma el caudal máximo diario obtenido en el apartado 4.5.3. y se calcula de la siguiente manera:

$$A = \frac{Q_{max}}{V_H}$$

$$A = \frac{0,016}{0,3}$$

$$A = 0,05 \text{ m}^2$$

Usando este valor, y el ancho del canal (W), se calcula el calado.

Calado del canal en zona de desarenado Se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$h = \frac{A}{W}$$

Donde:

h: calado, m.

A: sección transversal, m<sup>2</sup>.

W: ancho del canal, m.

$$h = \frac{0,05}{0,8}$$

$$h = 0,10 \text{ m}$$

De acuerdo con García Serrano y Corzo Hernández (2008) se debe tomar el mayor valor entre los calados de la zona de desbaste de gruesos y la zona de desarenado como altura del canal, por tanto, será:

$$h = 0,50 \text{ m}$$

A continuación, se verifica la carga superficial:

- **Carga superficial**

$$C_s = \frac{Q}{L \times W}$$

Donde:

Cs: Carga superficial, m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.h

Q: Caudal máximo diario, m<sup>3</sup>/h.

L: largo del canal, m.

W: ancho del canal, m.

$$C_s = \frac{59,05}{1,6 \times 0,8}$$

$$C_s = 46,13 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \times \text{h}}$$

Ya que la carga superficial es menor a 70 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.h según recomienda García Serrano y Corzo Hernández (2008), se supone correcto el dimensionamiento.

## 6.2. Tratamiento primario

### 6.2.1. Tanque Imhoff

Según la norma colombiana, esta tecnología de tratamiento puede ser usada para poblaciones entre 500 y 5000 habitantes. Para nuestro caso particular, se diseña dos

unidades de geometría rectangular en paralelo con dos salidas para lodos cada unidad, esto por conveniencia constructiva y menores costes.

Para el diseño del tanque Imhoff se usará los parámetros recomendados por García Serrano y Corzo Hernández (2008) que se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15. Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff.

Parámetro	Unidades	Rango	Valor usual
<b>Zona de decantación</b>			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	24-40	32
Tiempo de retención a Q <sub>med</sub>	h	2-4	3
Tiempo de retención a Q <sub>punta</sub> horario	h	-	1
Velocidad horizontal punta horaria	m/min	-	<0,3
Relación longitud/ancho	-	2:1-5:1	3:1
Pendiente de la cámara de decantación	-	1,25:1,0-1,75:1,0	1,5-1,0
Obertura inferior	m	0,15-0,3	0,25
Pestaña inferior	m	0,15-0,3	0,25
Deflector debajo de la superficie	m	0,25-0,4	0,3
Deflector encima de la superficie	m	0,3	0,3
Resguardo	m	0,45-0,6	0,6
<b>Zona de escape de gases</b>			
Área (% de la superficie total)	%	15-30	20
Anchura <sup>(a)</sup>	m	0,45-0,75	60
<b>Zona de digestión</b>			
Tiempo de digestión	años	0,5-1,5	1,0
Tasa de emisión unitaria de lodos	L.hab.año	100-200	140
Tubería de extracción de lodos	m	0,2-0,3	0,25
Profundidad total del agua en el tanque (Desde la superficie hasta el fondo)	m	7-9	9

El diseño de tanques Imhoff se realiza separando las zonas de decantación y digestión.

- **Superficie de la zona de decantación**

Se establece mediante la zona de decantación que se calcula a través de la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_{p.diario}}{L_{HP.diario}}$$

Donde:

S: superficie de la zona de decantación (m<sup>2</sup>)

Q<sub>p</sub>. diario: caudal punta diario (m<sup>3</sup>/d)

LHp. diario: Carga hidráulica superficial punta diaria (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia)

Reemplazando el caudal punta obtenido para cada Tanque proyectado (2 un) y usando el valor recomendado de LHp de 24 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.h

$$S = \frac{354,3}{24}$$
$$S = 14,76 \approx 15 \text{ m}^2$$

Con una relación longitud/ancho de más o menos 2:1, se obtiene una **longitud de 5** y un **ancho de 3 m**.

- **Dimensionamiento de la superficie de decantación**

Se debe optar por sobredimensionar el tanque para cumplir con la velocidad horizontal y los tiempos de retención, además para hacerlo menos profundo. Por tanto, se asume los siguientes valores:

- Longitud: 6,2 m
- Ancho: 3,5 m

La zona de decantación se muestra en la Figura 35, donde la profundidad (P) está en función de la geometría de un prisma de base rectangular.

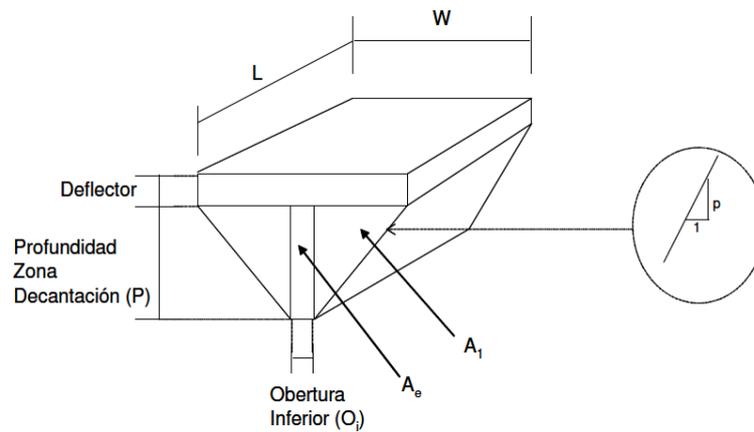


Figura 35. Esquema de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular. Fuente: (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

La profundidad (P) del tanque se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$P = \left[ \frac{(W - O_i)}{2} \right] \times p$$

Donde:

P: Profundidad de la zona de decantación, m.

W: Ancho de decantación, m.

O<sub>i</sub>: longitud de la obertura inferior, m.

p: pendiente de la zona de decantación, m/m.

Antes de realizar el cálculo se asume la pendiente de las paredes con un valor de 1.5 :1 por ser una inclinación no tan pronunciada (fácil construcción) y la obertura inferior de 0,30 m.

$$P = \left[ \frac{(3,5 - 0,3)}{2} \right] \times 1,5$$

$$P = 2,4 \text{ m}$$

Con los valores anteriores se obtiene las áreas A<sub>1</sub>, A<sub>e</sub> y la superficie total del triángulo.

$$A_1 = \left[ \frac{(W - O_i)}{2} \right] \times \frac{P}{2}$$

Donde:

$A_1$ : Superficie del triángulo,  $m^2$

$W$ : Ancho de decantación, m

$O_i$ : longitud de la abertura inferior, m

$P$ : Profundidad de la zona de decantación, m

$$A_1 = \left[ \frac{(3,5 - 0,3)}{2} \right] \times \frac{2,4}{2}$$
$$A_1 = 1,92 \text{ m}^2$$

Se calcula  $A_e$ :

$$A_e = O_i \times P$$

Donde,

$A_e$ : Superficie del rectángulo,  $m^2$

$O_i$ : longitud de la abertura inferior, m

$P$ : Profundidad de la zona de decantación, m

$$A_e = 0,3 \times 2,4$$

$$A_e = 0,72 \text{ m}^2$$

Se calcula la superficie total de la base triangular:

$$A_t = 2 \times A_1 + A_e$$

Donde:

$A_t$ : superficie total (m)

$A_1$ : superficie del triángulo (m)

$A_e$ : superficie del rectángulo (m)

$$A_t = 2 \times 1,92 + 0,72$$

$$A_t = 4,56 \text{ m}^2$$

A continuación, se calcula el volumen de decantación (que corresponde al volumen del prisma) con la siguiente expresión:

$$V_{dec} = (h_{deflector} \times S) + (A_t \times L)$$

$V_{dec}$ : el volumen de la zona de decantación, en  $m^3$ .

$h_{deflector}$ : la altura de la zona sumergida del deflector, en m.

$S$ : Superficie total del tanque, en  $m^2$ .

$$V_{dec} = (0,3 \times 21,7) + (4,56 \times 6,2)$$

$$V_{dec} = 34,8 m^3$$

Se realizan las siguientes comprobaciones:

$$v_{punta,h} = \frac{Q_{punta,h}}{A_t \times 60} < 0,3$$

$$2 < T_{H\ medio} = \frac{V_{dec} \times 24}{Q} < 4$$

$$T_{H\ punta} = \frac{V_{dec}}{Q_{punta,h}} \geq 1$$

Donde:

$v_{punta,h}$ : La velocidad horizontal punta horaria, en m/min.

$Q_{punta,h}$ : El caudal punta horario, en  $m^3/h$ .

$T_H$  el tiempo de retención medio, en h.

$Q$ : El caudal medio, en  $m^3/día$ .

$$v_{punta,h} = \frac{34,8}{4,56 \times 60} < 0,3$$

$v_{punta,h} = 0,13 < 0,3$ ; **CUMPLE**

$$2 < T_{H\ medio} = \frac{34,8 \times 24}{208,40} < 4$$

Entonces,  $T_{H\ medio}$ ,  $2 < 4 \leq 4$ ; **CUMPLE**

$$T_{H\ punta} = \frac{34,8}{34,74} \geq 1; \text{ **CUMPLE**}$$

Superficie total del tanque Se determina la superficie de la zona de digestión con la siguiente ecuación:

$$S_t = (1 + \%S_{gas}) \times S_{dec}$$

$S_t$ : La superficie total del tanque, en  $m^2$ .

$\%S_{gas}$ : Porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases respecto a la superficie total, en tanto por uno.

$S_{dec}$ : La superficie de la zona de decantación, en  $m^2$ .

Se asume que la zona de escape de gases es igual al 30% de la superficie total del tanque, por tanto:

$$S_t = (1 + 0,3)x21,7$$

$$S_t = 28,21 m^2$$

Asumiendo un ancho de la zona de escape de gases de 0,5 m, el ancho total y la longitud total se calculan con las siguientes ecuaciones:

- **Ancho total**

El cálculo del ancho total corresponde a la suma del ancho de la zona de decantación más el ancho de la zona de escape de gases, por lo cual el cálculo de la longitud total es inmediato:

$$W_t = W_{dec} + W_{gas}$$

$$L_t = \frac{S_t}{W_t}$$

Donde,

$W_t$ : El ancho total del tanque, en m.

$W_{dec}$ : El ancho de la zona de decantación, en m.

$W_{gas}$ : El ancho de la zona de escape de gases, en m.

$L_t$ : La longitud total del tanque, en m.

$S_t$ : superficie total del tanque.

$$W_t = 3,5 + 0,5 = 4 m$$

$$L_t = \frac{28,21}{4} = 7,05 \approx 7 m$$

- **Volumen necesario para almacenar los lodos**

$$V_{lodos} = \frac{VEU \times T_d \times N}{1000}$$

$V_{lodos}$  : El volumen ocupado por los lodos, en m<sup>3</sup>.

$VEU$  : La velocidad de emisión unitaria de lodos, en l/hab. año.

$T_d$  : El tiempo de digestión, en años.

$N$  : El número de habitantes.

$$V_{lodos} = \frac{100 \times 0,5 \times 1886}{1000}$$

$$V_{lodos} = 94,3 \text{ m}^3$$

- **Altura del fondo de forma piramidal del tanque**

Para la proyección de dos puntos de extracción de lodos y asumiendo una inclinación de las paredes del fondo de 30°, se calcula la altura del fondo de forma piramidal con la siguiente expresión:

$$h_3 = [(L_t/n)/2] \times \tan \alpha$$

Donde,

$h_3$ : La altura del fondo (en la zona piramidal), en m.

$L_t$ : La longitud total del tanque, en m.

$n$ : El número de puntos de recogida de lodos.

$\alpha$ : la inclinación de las paredes del fondo.

$$h_3 = [(7/2)/2] \times \tan 30^\circ$$

$$h_3 = [(7/2)/2] \times \tan 30^\circ = 1,0 \text{ m}$$

- **Profundidad de la zona de digestión**

La profundidad de la zona de digestión se determina considerando el volumen necesario para almacenar los lodos:

$$V_{lodos} = (h_2 \times L_t \times W_t) + \left( \frac{1}{3} \times L_t \times W_t \times h_3 \right)$$

Donde,

$V_{lodos}$ : El volumen necesario para almacenar los lodos, en m<sup>3</sup>.

$h_2$  : La altura ocupada por los lodos (sin tener en cuenta la altura del fondo,  $h_3$ ), en m.

Se despeja  $h_2$ :

$$h_2 = \frac{V_{\text{lodos}} - \left(\frac{1}{3} \times L_t \times W_t \times h_3\right)}{(L_t \times W_t)}$$

$$h_2 = \frac{94,3 - \left(\frac{1}{3} \times 7 \times 4 \times 1,0\right)}{(7 \times 4)}$$

$$\mathbf{h_2 = 3,0 m}$$

Se instalará dos (2) tuberías de 200 mm de diámetro para la extracción de lodos y se ubicará a 0,15 m del fondo de la unidad. Dicha extracción se realizará a través de un sistema de bombeo de lodos.

- **Profundidad total del tanque**

Con los valores recomendados para la distancia entre la obertura inferior de la zona de decantación y la superficie de lodo acumulado y el resguardo, se determina la profundidad total y el volumen total del tanque con la siguiente expresión:

$$h_t = h_{\text{resgurado}} + h_{\text{deflector}} + P + h_1 + h_2 + h_3$$

Donde,

$h_t$ : Profundidad total (m).

$h_{\text{resgurado}}$ : Profundidad de la zona de resguardo (m).

$h_{\text{deflector}}$ : Profundidad del deflector (m).

$P$ : Profundidad de la zona de decantación (m).

$h_1$ : Distancia entre la obertura inferior y la superficie del lodo acumulado (m).

$h_2$ : Altura ocupada por los lodos.

$h_3$ : Altura del fondo en la zona piramidal (m).

$$h_t = 0,45 + 0,30 + 2,4 + 0,3 + 3,0 + 1,0$$

$$\mathbf{h_t = 7,5 m}$$

El volumen de resguardo se define a través de la siguiente expresión:

$$V_{\text{resguardo}} = h_{\text{resguardo}} \times S_t$$

Donde:

$V_{resguardo}$ : Volumen de resguardo,  $m^3$ .

$h_{resguardo}$ : Altura de resguardo, m.

$S_t$ : Superficie total del tanque,  $m^2$ .

$$V_{resguardo} = 0,45 \times 28,21$$

$$V_{resguardo} = 12,69 \text{ m}^3$$

Y el volumen total del tanque se calcula con la siguiente expresión:

$$V = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + [h_1 \times L_t \times W_t]$$

Donde:

$V$ : Volumen total del tanque,  $m^3$

$V_{resguardo}$ : Volumen correspondiente al resguardo,  $m^3$ .

$V_{dec}$ : Volumen de la zona de decantación,  $m^3$ .

$V_{lodos}$ : Volumen necesario para almacenar los lodos,  $m^3$ .

$h_1$ : Distancia entre la obertura inferior y la superficie del lodo acumulado, m

$L_t$ : Longitud total del tanque, m.

$W_t$ : Ancho total del tanque, m.

$$V = 12,69 + 34,8 + 94,3 + [0,3 \times 7 \times 4]$$

$$V = 150,20 \text{ m}^3$$

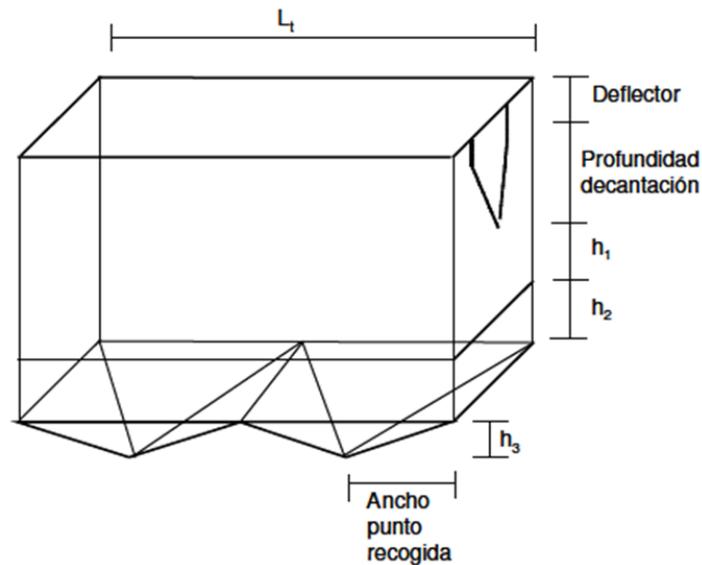


Figura 36. Esquema de un tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos. No se muestra el resguardo. Fuente: (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

### 6.2.2. Gestión de lodos

De los constituyentes eliminados en el tratamiento, el lodo es, con diferencia, el de mayor volumen y su tratamiento y evacuación es quizá el problema más complejo en una instalación depuradora. Esto radica en que el lodo está compuesto, principalmente, por las sustancias responsables del carácter desagradable, sujeta a procesos de descomposición que la pueden hacer indeseable (Metcalf & Eddy, 1995).

El diseño del método empleado para la gestión del lodo digerido de las dos unidades de tanque Imhoff, se plantea a continuación.

- **Deshidratación del lodo a través de eras de secado**

La deshidratación de lodos es una operación unitaria física (mecánica) utilizada para reducir el contenido de humedad del fango, entre los sistemas de deshidratación existentes, se encuentran el método de las eras de secado, cuya ventaja es que, si se dispone de superficie y se cuenta en la zona con mano de obra barata, es el de menor coste, ver Figura 37.

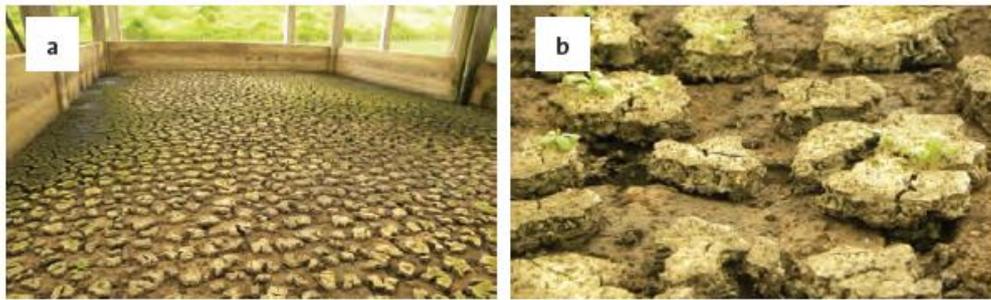


Figura 37. a) y b) Eras de secado de la EDAR del municipio de La Calera, Colombia.

Fuente: (Noyola et al, 2013).

- **Superficie de las eras de secado**

La superficie de la era de secado se obtiene de la norma colombiana (RAS 2017), donde el tipo de lodo se puede clasificar como primario digerido, dado que el mayor aporte de lodos se dará por las dos unidades de tanque Imhoff; el área requerida por persona para las eras de secado, según la Tabla 16, es 0.1 m<sup>2</sup>/ persona.

Tabla 16. Requerimientos de área para lechos de secado a cielo abierto.

Tipo de lodo	Área (m <sup>2</sup> /persona)	Carga de sólidos (Kg/m <sup>2</sup> . año de sólidos secos)
Primario digerido	0,1	120-150
Filtro percolador digerido	0,12-0,16	90-120
Lodos activados digeridos	0,16-0,24	60-100

Fuente: (RAS, 2017)

- **Área mínima requerida**

$$A = 3772 \text{ personas} * 0,1 \frac{\text{m}^2}{\text{persona}}$$

$$A = 377,2 \text{ m}^2$$

Según el RAS (2017) el área se podrá reducir al 75% cuando las eras de secado se protegen de la lluvia, por tanto, el área requerida será:

$$Area_{\text{mínima total}} = 377,2 \times 0,75 = 282,9 \text{ m}^2$$

Dimensionamiento Se proyectan un total de 4 módulos o celdas de secado:

$$Area_{\text{módulo}} = \frac{289,9}{4} = 70,75 \text{ m}^2$$

Se adopta un ancho del módulo de 10 metros, y se calcula el largo del módulo:

$$L = \frac{70,75}{10,0 \text{ m}} = 7,10 \text{ m}$$

Se adopta una altura útil de 0,50 m

Volumen útil del módulo:

$$V = 10 \times 7,10 \times 0,50 \text{ m}$$

$$V = 35,5 \text{ m}^3$$

Volumen total útil del módulo:

$$Vol = 35,5 \times 4 = 142 \text{ m}^3 > 94,3 \text{ m}^3; \text{ CUMPLE}$$

Las eras de secado se dimensionaron con la mayor producción de lodos de las unidades de tratamiento primario (tanques Imhoff) del apartado anterior, siendo este de 94,3 m<sup>3</sup>.

Los lodos deshidratados y estabilizados pueden ser usados para la regeneración de terrenos, ya que estos contienen entre un 40 y 80% de materia orgánica, así como nitrógeno y fósforo, los cuales son esenciales para el crecimiento vegetal (CENTA, 2006).

Se deberán retirar los lodos de los tanques Imhoff cada 30 días de acuerdo con los tiempos de referencia para la digestión según la temperatura que predomina en la zona de estudio (>25°) de acuerdo con la Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización de la OPS (2005).

A continuación, en la Tabla 17 se hace un resumen de las características de la era de secado diseñada.

Tabla 17. Requerimientos de área para lechos de secado a cielo abierto.

Parámetros	Valor	Características
<b>Eras de secado</b>		
<b>Altura útil lodo</b>	0,50 m	-
<b>Borde libre o resguardo</b>	0,60 m	Se provee para evitar el desborde.
<b>Lecho filtrante</b>		
<b>Grava</b>	0,20 m	Tamaño efectivo 3,0-25 mm

Parámetros	Valor	Características
Arena	0,30 m	Tamaño efectivo 0,3-0,75 mm (Coeficiente de uniformidad 3,5-4,0)
<b>Drenaje</b>		
Red principal	150 mm	Tubería PVC sanitaria -
Red secundaria	100 mm	Tubería PVC sanitaria perforada (orificios de 2 mm de diámetro cada 0,05 m)
Pendiente	1%	En el sentido de ubicación de las eras.

En la Figura 38 y Figura 39 se muestran los esquemas de las eras de secado con las medidas obtenidas en el diseño:

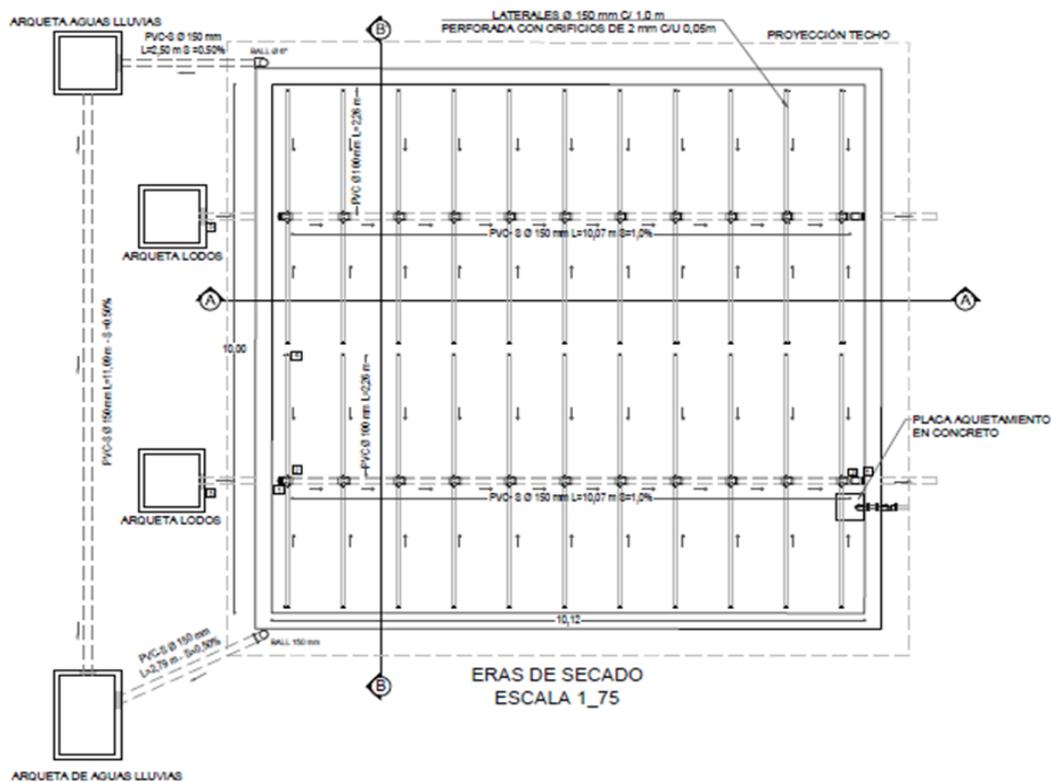


Figura 38. Vista planta eras de secado. Fuente: (Elaboración propia).

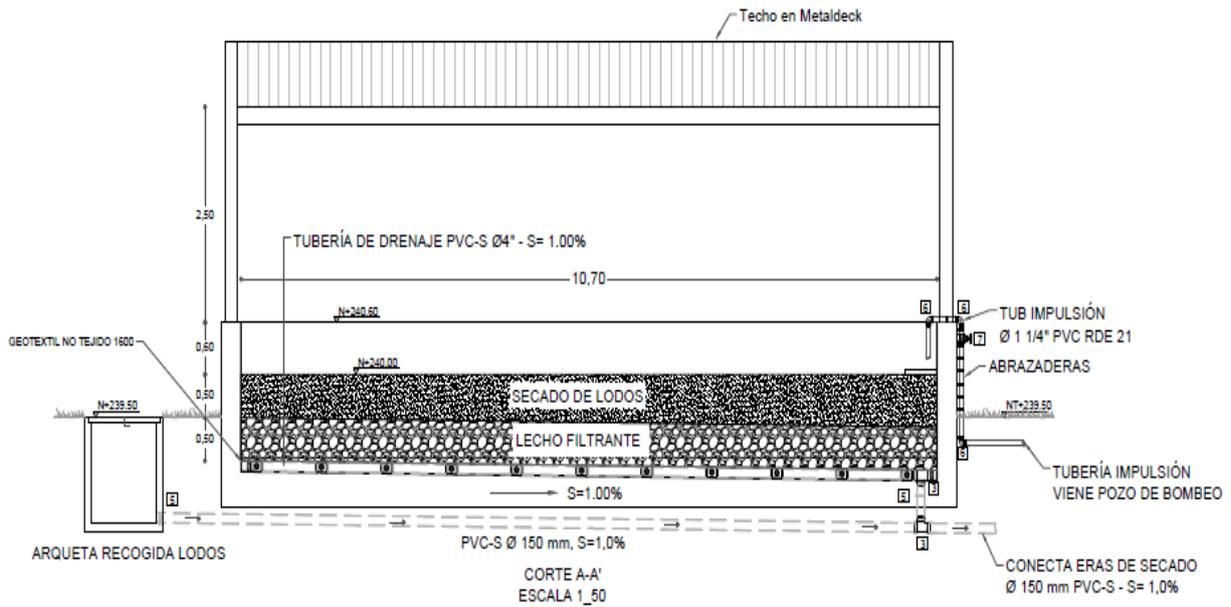


Figura 39. Corte transversal eras de secado. Fuente: (Elaboración propia).

- **Remoción de contaminantes sistema de tratamiento primario**

A continuación, en la Tabla 18 se presenta los porcentajes de eliminación en el tratamiento primario y los valores de concentración de los contaminantes de entrada al humedal a diseñar:

Tabla 18. Porcentajes de eliminación de contaminante en tratamiento primario y límites de vertido.

Parámetro	Concentración del influente (mg/l)	Porcentaje del tratamiento primario (%)	Límite vertido Resolución 0631 de 2015	Límite de vertido 91/271/CEE	Concentración a la entrada del humedal
DQO	769,23	25	180 mg/l O <sub>2</sub>	125 mg/l O <sub>2</sub>	576,92
DBO <sub>5</sub>	362	45	90 mg/l O <sub>2</sub>	25 mg/l O <sub>2</sub>	199,1
SST	271,49	55	90 mg/l	35 mg/l	122,17
N <sub>T</sub>	67,90	10	Análisis y reporte <sup>1</sup>	15 mg/l	61,11
P <sub>T</sub>	15,38	10	Análisis y reporte <sup>1</sup>	2 mg/l	13,84

Fuente: (Directiva 91/271/CEE, 1991; Resolución 0631, 2015). <sup>1</sup>No hay límite establecido.

### 6.3. Tratamiento secundario: Humedal subsuperficial horizontal

Para el tratamiento secundario se ha escogido el humedal subsuperficial horizontal por sus ventajas sobre otro tipos de humedales, los cuales también presentan buenos rendimientos, cómo lo son el humedal subsuperficial vertical y el filtro francés. Una de las ventajas, por ejemplo, es la desnitrificación heterótrofa.

Además, entre otras ventajas sobre el humedal subsuperficial vertical y el filtro francés según Aguilar (2019) menciona que, para el sistema francés, se requiere que el operador deba visitar la EDAR dos veces por semana, para cambiar la alimentación, y asegurarse de que el sistema funcione correctamente y la forma de reducir las visitas, es implementar un sistema de control de tipo digital, donde estas dos condiciones generan mayores costes y dificultan la gestión del sistema.

Adicionalmente a lo anterior, aunque el sistema francés no necesita tratamiento primario, como lo es el caso del uso del tanque Imhoff y las eras de secado para el humedal horizontal, el inconveniente del filtro francés es que, para implementarlo y equiparar los rendimientos del humedal horizontal, se necesita de una celda de adsorción de fosforo.

En la Figura 40 se muestra que el humedal de flujo subsuperficial horizontal requiere mayor área con respecto al humedal de flujo subsuperficial vertical, también se indica que hay mayor porcentaje de eficiencia de remoción en el primero, aunque hay mayor carga aplicada en el humedal de flujo subsuperficial vertical, pero, el sistema de tratamiento escogido resalta con respecto a las otras opciones, en cuanto a la mayor remoción de nitrógeno y fosforo sin construir unidades adicionales.

En conclusión, aunque para el humedal subsuperficial horizontal se necesita mayor área, las ventajas de menos gestiones operativas y compra o utilización de equipos de control, el poco mantenimiento y mayor eficiencia en remoción de nitrógeno y fosforo hacen del sistema escogido el más apto para implementar, y la necesidad de mayor área no es un gran problema para la implementación del proyecto, siendo que se cuenta con suficiente área disponible, no hay impacto medioambiental y el precio en la zona para adquisición de nuevos terrenos es bajo.

Tipo de humedal	Características Diseño			Características Operación		Características Depurativas							
	Profundidad (m)	Áreas unitarias (m <sup>2</sup> /P.E)	Relación tamaño	Tiempo de retención hidráulico (TRH) (d)	Carga hidráulica aplicada (mm/d)	Materia orgánica		Nitrógeno		Fósforo		Patógenos	
						Cargas aplicadas (gDBO <sub>5</sub> /(m <sup>2</sup> -d))	Eficiencia de eliminación (%)	Cargas aplicadas (gNT/(m <sup>2</sup> -d))	Eficiencia de eliminación (%)	Cargas aplicadas (gPT/(m <sup>2</sup> -d))	Eficiencia de eliminación (%)	Individuos (n°/100 mL) <sup>a</sup>	Eficiencia de eliminación (%)
Flujo superficial	0,06 - 1,2	5,0 - 20	2:1 - 4:1	5 - 15	12 - 50	1 - 11	54 - 88	0,02 - 4,2	20 - 52	0,1	3 - 66	1800 - 556000	79 - 99
Flujo subsuperficial horizontal	0,3 - 1,0	1,2 - 12(α)	0,25:1 - 4:1	2 - 10	23 - 50	3 - 15	65 - 95	1 - 10	20 - 75	0,04 - 0,6	15 - 78	5×10 <sup>7</sup> - 6,5 × 10 <sup>7</sup>	98 - 99
Flujo subsuperficial vertical	0,5 - 1,4	0,85 - 5,5	3:1 - 14:1	1 - 2	27 - 110	10 - 60	30 - 95	2,8 - 30	35 - 55	0,06	23 - 60	1,0×10 <sup>6</sup> - 1,7×10 <sup>6</sup>	99 - 99

Figura 40. Características de operación, diseño y depurativas de los humedales construidos. Fuente: ((Vidal & Hormazábal, 2018).

El humedal de flujo subsuperficial horizontal se diseña de acuerdo a la guía didáctica para el diseño de humedales artificiales de Carmen Hernández-Crespo y Miguel Martín Moneris. Para ello se debe establecer la superficie necesaria y las dimensiones geométricas del humedal.

### 6.3.1. Dimensionamiento biológico

Para la obtención de las ecuaciones se plantea que el humedal se comporte como un reactor de flujo pistón ideal en los cuales los contaminantes se degraden siguiendo modelos cinéticos de primer orden, donde la ecuación de balance de masa para un contaminante será:

$$\frac{dC}{dt} = -k_v C$$

Donde:

$k_v$ : Constante cinética de primer orden, días. (El signo negativo indica que la concentración disminuye a lo largo del tiempo).

$C$ : Concentración del contaminante, mg/l.

Integrándose la ecuación anterior, el cambio  $dC$  con respecto a la concentración inicial ( $C_0$ ) y la final ( $C_1$ ) y cambio  $dt$  en  $t=0$  y  $t=t$ , donde este será la retención hidráulica, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp(-k_v t)$$

Donde:

$C_0$  = Concentración inicial, en mg/l.

$C_1$  = Concentración final (en mg/l)

$t$  = Tiempo medio de retención hidráulico, en días.

El tiempo de retención es igual a:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{\varepsilon x S x h}{Q}$$

Donde:

$V$ : Volumen del humedal,  $m^3$

$Q$ : Caudal medio diario,  $m^3/d$

$\varepsilon$  : Porosidad del material

$S$  : Superficie del humedal

$h$  : Profundidad media del humedal, m.

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores se define una nueva constante de primer orden,  $K_A$ . Se obtiene la siguiente ecuación:

$$k_A = k_v x \varepsilon x h$$

Se despeja  $S$  obteniendo la siguiente ecuación:

$$S = \frac{Q}{k_A} \ln \left[ \frac{C_0}{C_1} \right]$$

Donde:

$C_0$ : Concentración inicial, en mg/l.

$C_1$ : Concentración final, en mg/l.

$Q$ : Caudal medio, en m<sup>3</sup>/d.

$k_A$ : Constante de velocidad de eliminación del contaminante en medio poroso, en m/día.

Con la ecuación anterior, se calcula la superficie necesaria para cumplir con los límites según la norma, lo cual se muestra en la Tabla 19.

Tabla 19. Valores recomendados de  $K_A$

Parámetro	KA (m/d)
DBO <sub>5</sub>	0,08
N <sub>t</sub>	0,025
P <sub>t</sub>	0,0274

- **Superficie para DBO<sub>5</sub>**

De la ecuación anterior, se obtienen los valores de superficie para la DBO<sub>5</sub>, cómo se muestra a continuación:

$$S = \frac{416,81}{0,08} \ln \left[ \frac{199,1}{25} \right]$$

$$S = 10810,65 \text{ m}^2$$

Superficie para eliminación de nitrógeno De igual manera, se obtiene la superficie necesaria para la eliminación de nitrógeno:

$$S = \frac{416,81}{0,025} \ln \left[ \frac{61,11}{50} \right]$$

$$S = 3345,35 \text{ m}^2$$

- **Superficie para la eliminación de fosforo:**

Se calcula la superficie para eliminación de fosforo:

$$S = \frac{416,81}{0,0274} \ln \left[ \frac{13,84}{10} \right]$$

$$S = 4943,58 \text{ m}^2$$

La DBO<sub>5</sub> es la más limitante para verter al medio natural, ya que no hay límites para nitrógeno y fósforo en la Resolución 0631 de 2015.

En cuanto a la Resolución 0100 No 06000298 del 19 de abril de 2023 donde se establece los objetivos de calidad del agua para el río Cauca en el tramo correspondiente a la zona de estudio, tampoco hay límites para este parámetro.

Por lo anterior, y de acuerdo con García Serrano y Corzo Hernández (2008), cuando un sistema de tratamiento se basa en un humedal horizontal este permitirá eliminar la materia en suspensión y la DBO de forma eficaz y por debajo de los límites de vertido establecidos.

Se elige 50 mg/l para el nitrógeno como límite a alcanzar de acuerdo a la referencia que hace Aguilar (2019) sobre los límites legales de vertido en Ecuador, establecerlo cercano al valor límite en España (15 mg/l), hará que el área del humedal diseñado sea demasiado grande y lo cual no se encontrara justificado porque no es el parámetro limitante, en el caso de que la norma colombiana establezca alcanzar una reducción mayor, en su momento, se podría complementar fácilmente con otra unidad.

Además, teniendo en cuenta la referencia los límites de vertido de Ecuador que se mencionó anteriormente ya se mencionó, se escoge 10 mg/l para el fosforo como límite a alcanzar, siendo que este país tiene condiciones muy similares a las de Colombia, en cuanto a la implementación de tecnologías y su gestión, así como condiciones socioeconómicas y problemas medioambientales, ya que alcanzar un valor límite de 2 mg P/l en el tratamiento, por ejemplo, que establece la normativa española sería alcanzable, pero no, en el corto y mediano plazo.

Se debe hacer una comprobación que la carga orgánica superficial sea menor de 6 g DBO/m<sup>2</sup>.d, Con este valor se asegura que se eliminara una gran parte de la materia orgánica, sino se cumple, con este valor, se debe aumentar la superficie calculada.

$$C_s = \frac{Q \times C_o}{S}$$

Donde:

$C_s$  : Carga orgánica superficial, g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d

$Q$  : Caudal medio diario,  $m^3/d$

$C_o$  : Concentración inicial a la entrada del humedal,  $mg/l$

$S$  : Superficie del humedal,  $m^2$

$$C_s = \frac{416,81 \times 199,1}{10810,65}$$

$$C_s = 7,68 \text{ gDBO}_5/m^2 \cdot d > 6 \text{ gDBO}_5/m^2 \cdot d$$

Siendo la carga orgánica mayor a  $6 \text{ g DBO}_5/m^2 \cdot d$ , se debe aumentar la superficie escogida del humedal. Una forma de definir la nueva área es calculando la carga de  $\text{DBO}_5$  con la siguiente ecuación:

$$\text{Carga } \text{DBO}_5 = Q \times \text{DBO}_5$$

*Carga de  $\text{DBO}_5$*  : Carga orgánica de  $\text{DBO}_5$  que ingresa al humedal,  $g/d$

$Q$ : Caudal medio diario,  $m^3/d$

$\text{DBO}_5$ : Concentración de  $\text{DBO}_5$  del afluyente,  $mg/l$

$$\text{Carga } \text{DBO}_5 = 416,81 \times 199,1$$

$$\text{Carga } \text{DBO}_5 = 82986,87 \text{ gDBO}_5/d$$

Por lo tanto, la nueva superficie del humedal que cumpla con el criterio de carga orgánica será:

$$= \frac{\text{Carga } \text{DBO}_5}{6 \text{ gDBO}_5/m^2 \cdot d}$$

$$S = \frac{82986,87}{6 \text{ gDBO}_5/m^2 \cdot d}$$

$$S = \mathbf{13831,15 \text{ m}^2}$$

### 6.3.2. Dimensionamiento hidráulico

Al conocer la superficie del humedal se puede determinar sus dimensiones al aplicar la Ley de Darcy, que describe el régimen del flujo en medio poroso, como es el caso de un humedal (García & Corzo Hernández, 2008).

$$Q = K_S \times A_S \times s$$

Donde:

$Q$  : Caudal, m<sup>3</sup>/d

$K_S$ : Conductividad hidráulica del medio en un unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo, m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d

$A_S$ : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, m<sup>2</sup>

$s$  : Gradiente hidráulico

Según García Serrano & Corzo Hernández (2008) escoger el caudal máximo diario para el cálculo es recomendable para asegurarse de que el sistema absorberá bien las puntas de caudal. No se debe utilizar caudales puntas horarios ya que originan sistemas excesivamente anchos y de poca longitud.

Tabla 20. Ordenes de magnitud de la conductividad hidráulica ( $K_s$ ) en función del tipo de material granular utilizado como sustrato en un humedal construido de flujo subsuperficial.

Tipo de sustrato	Tamaño efectivo $D_{10}$ (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica $K_s$ (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d)
<b>Arenas graduadas</b>	2	28-32	100-1000
<b>Arenas gravosas</b>	8	30-35	500-5000
<b>Gravas finas</b>	16	35-38	1000-10000
<b>Gravas medianas</b>	32	36-40	10000-50000
<b>Rocas pequeñas</b>	128	38-45	50000-250000

Fuente: (Dotro et al, 2017)

Para determinar el área de la sección perpendicular se escoge el material de gravas a usar, que para el diseño serán arenas gravosas con una conductividad hidráulica de 3000 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d de diámetro 8 mm con una reducción de 7 (factor de seguridad). Los valores de la pendiente ( $s$ ) que se suelen utilizar varían en el rango de 0,01 a 0,02 m/m. Se recomienda que la pendiente no sea superior a 0,02 m/m para evitar que los costes de excavación sean elevados. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Las dimensiones del humedal se determinan entonces:

$$A_s = \frac{Q_{med,d}}{\frac{k_s}{f_s} \times s}$$

Donde:

$A_s$ : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo,  $m^2$

$Q_{med,d}$ : Caudal medio diario,  $m^3/d$

$K_s$ : Conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo,  $m^3/m^2.d$

$f_s$ : Factor de seguridad

$s$ : Gradiente hidráulico o pendiente ( $dh/dl$ ),  $m/m$

$$A_s = \frac{708,81}{\frac{3000}{7} \times 0,01}$$

$$A_s = \mathbf{165,4 \text{ m}^2}$$

Calculada la superficie transversal, y fijada la profundidad, se determina la anchura del humedal mediante la expresión:

$$W = \frac{A_s}{h}$$

$$W = \frac{165,4}{0,3} = 551,33$$

Conocido el ancho y teniendo la superficie determinada con el dimensionamiento biológico se determina la longitud del sistema:

$$L = \frac{S}{W}$$

$$L = \frac{13831,15}{551,33} = 25,08 \approx \mathbf{25 \text{ m}}$$

Para una buena optimización del humedal las dimensiones seleccionadas deben ser cómo mínimo 1:1 y máximo 1:3, por lo tanto, se procede a dividir en varias unidades para cumplir con los requisitos de diseño según Hernández-Crespo y Martín Monerri (2020).

Manteniendo una relación longitud/anchura de 1:1 y la superficie de 13831,15, se proponen **25 celdas** de 25 m de longitud x 25 m de ancho, y una superficie final de **15625 m<sup>2</sup>**. Esta configuración se implementará en el terreno donde existe la actual EDAR que no se encuentra en funcionamiento, y cuenta con algo más de 2 hectáreas. (Ver Figura 41 y Figura 42).

Por otro lado, como ya se comentó anteriormente, se considera que un humedal trabaja como un reactor flujo pistón, por tanto, la expresión que se usara para calcular el tiempo de retención hidráulico es:

$$TR = \frac{n \times S \times h}{Q_{medio.diario}}$$

Donde:

*TR*: Tiempo de retención, días

*n*: Porosidad

*S*: Superficie del humedal, m<sup>2</sup>

*h*: Profundidad, m

*Q<sub>medio,diario</sub>* : Caudal medio diario, m<sup>3</sup>/día

$$TR = \frac{0,3 \times 13831,15 \times 0,30}{416,81}$$

$$TR = 2,986 \approx \mathbf{3 \text{ días}}$$

La colmatación es un problema común en humedales de flujo horizontal y puede ocurrir cuando se seleccionan grandes relaciones largo ancho. La IWA (2017) recomiendan una carga máxima en la sección de 250 g de DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>/día

La sección transversal del humedal es:

$$25 \times 0,3 \text{ m} = 7,5 \text{ m}^2$$

La carga de  $DBO_5$  afluente al humedal es  $199,1 \text{ g/m}^3/\text{d}$ . La carga orgánica en la sección transversal es entonces:

$$\frac{199,1 \text{ gDBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}}{7,5 \text{ m}^2} = 26,55$$

$$C_{s \text{ trans}} = 26,55 \text{ gDBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{d} < 250 \text{ gDBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Por último, para calcular la carga hidráulica superficial se usará la expresión usada por Bayas (2018):

$$CHS = 100 \times \frac{Q}{S}$$

Donde:

Q: Caudal del influente,  $\text{m}^3/\text{día}$

S: Superficie del humedal,  $\text{m}^2$

$$CHS = 100 \times \frac{708,58}{13831,15}$$

Con lo que se obtiene una carga hidráulica superficial

$$CHS = 5,12 \text{ cm/día}$$

### 6.3.2.1 Dimensionamiento estación de bombeo

Ya que el sistema de colectores de Chagres y Robles llega a una cota muy profunda será necesario elevar el agua residual a través de una estación de bombeo e instalarla antes la EDAR para que ingrese al pretratamiento y tratamiento. En la Tabla 21 se exponen los parámetros, criterios de diseño y resumen de cálculos para la estación de bombeo, los cuales se obtuvieron a través de una hoja formulada de Excel.

Tabla 21. Parámetros de diseño estación de bombeo.

Parámetro	Valor
Caudal medio de agua residual (año 2047)	12,32 l/s
Caudal máximo horario (año 2047)	40,1 l/s
Profundidad mínima a clave instalación de tubería en alcantarillados.	1,20 m
Diámetro mínimo	145 mm (6")
Fuerza tractiva mínima	0,10 Kg/m <sup>2</sup>
Velocidad máxima	5m/s
Número de Manning	0,010
Velocidad máxima	0,10 Kg/m <sup>2</sup>

En la Tabla 22 se muestra los caudales típicos y el caudal de diseño para la estación de bombeo de 40,1 l/s al año 2046.

Tabla 22. Caudales y factores pico típicos para el tratamiento de aguas residuales.

Factores pico para caudales de diseño de tratamiento de aguas, para un rango de caudales de 0 a 10 l/s). (RAS 2017. Capítulo 5, Sección 1, Tabla 23)						
Rango de caudales (l/s)	Máximo horario	Máximo diario	Máximo mensual			
10	4	3	1,7			
90	2,9	2,1	1,5			
Interpolación para el Q medio de este caso *	4,01	3,01	1,70			
Poblaciones	Caudal medio aguas residuales al año 2026 (Sin aportes caudales de infiltración)	Caudal de infiltración	Caudales de diseño para los diferentes procesos, más el caudal de infiltración (Se aplican los factores pico, solo al Caudal Medio, No al Q de Infiltración. (RAS 2017: Capítulo 5, Sección 1, Tabla 22)			
			Q Medio + Qi	Q Máximo horario + Qi	Q Máximo diario + Qi	Q Máximo mensual + Qi
	(l/s)	(l/s)	(l/s)			
	(l/s)	(l/s)	(Tanques sépticos, lagunas, humedales)	Desarenadores, rejillas, trampas de grasas, sedimentadores primarios y secundarios, estaciones de bombeo, conductos de interconexión entre procesos)	(Tanques de regulación, sistemas de bombeo de lodos, dosificación química)	(Biorreactores, filtro anaerobio, dimensionamiento de almacenamiento de químicos)
Robles y Chagres (Jamundí)	9,2	3,1	12,32	40,1	30,8	18,8

Fuente: (RAS 2017)

En la Tabla 23 se presenta el resumen de los cálculos del pozo de bombeo.

*Tabla 23. Resumen cálculos pozo de bombeo*

Parámetro	Valor
Caudal que llega al pozo de bombeo	40,10 l/s
Tiempo de retención	10 minutos
Velocidad de ingreso del vertimiento al pozo	1,24 m/s
Cantidad de pozo húmedo	2 unidades
Volumen mínimo de cada pozo	24 m <sup>3</sup>
Altura útil	1,50 m
Área del pozo	16,04 m <sup>2</sup>
Ancho	4 m
Largo	4 m
Sumergencia bomba	0,50 m
Borde libre	0,30 m
Altura con borde libre	1,80 m
Altura cámara existente entrada previa al pozo	2,58 m
Profundidad pozo de bombeo (profundidad total + altura cámara de salida existente)	4,40 m

En la Tabla 24 se presenta el resumen de los cálculos de la impulsión.

*Tabla 24. Resumen cálculos impulsión*

Parámetro	Valor
Producción de agua residual	40,10 l/s
Caudal de impulsión a cabeza en planta (litros por segundo)	40,10 l/s
Diámetro de impulsión	Tubería PVC 8"
Velocidad en la impulsión	1,24 m/s
Carga de velocidad	0,08 m
Perdida unitaria	0,006
Longitud	10,0 m
Altura estática	6,80 m
Perdida en accesorios	25%
Longitud equivalente perdida en accesorios	4,20 m
Perdida en la impulsión total	0,13 m
Altura dinámica final	12 m

En la Tabla 25 se presenta los cálculos y características del sistema de bombeo.

*Tabla 25. Resumen cálculos y características del sistema de bombeo*

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Caudal de succión	40,10
h <sub>v</sub>	0,08
Velocidad	1,24
Perdidas unitarias	0,006
Altura vertical de succión	0,50
Longitud equivalente accesorios	0,10
Total	0,60
Pérdidas totales	0,004
Altura dinámica de succión	0,58
Presión barométrica	9,18
NPSH	8,60 m
Altura dinámica impulsión	7,00 m
Altura dinámica total	7.59 m
Factor de seguridad	1,10 m
Altura dinámica final	8,0 m
Altura dinámica total	12,0 m
<b>Características bombas</b>	
Caudal de bombeo (litros por segundo)	40,10
Eficiencia de la bomba	50 %
Potencia calculada	8,8 HP
Número de bombas	2 unidades
Tipo de bombas	Sumergible

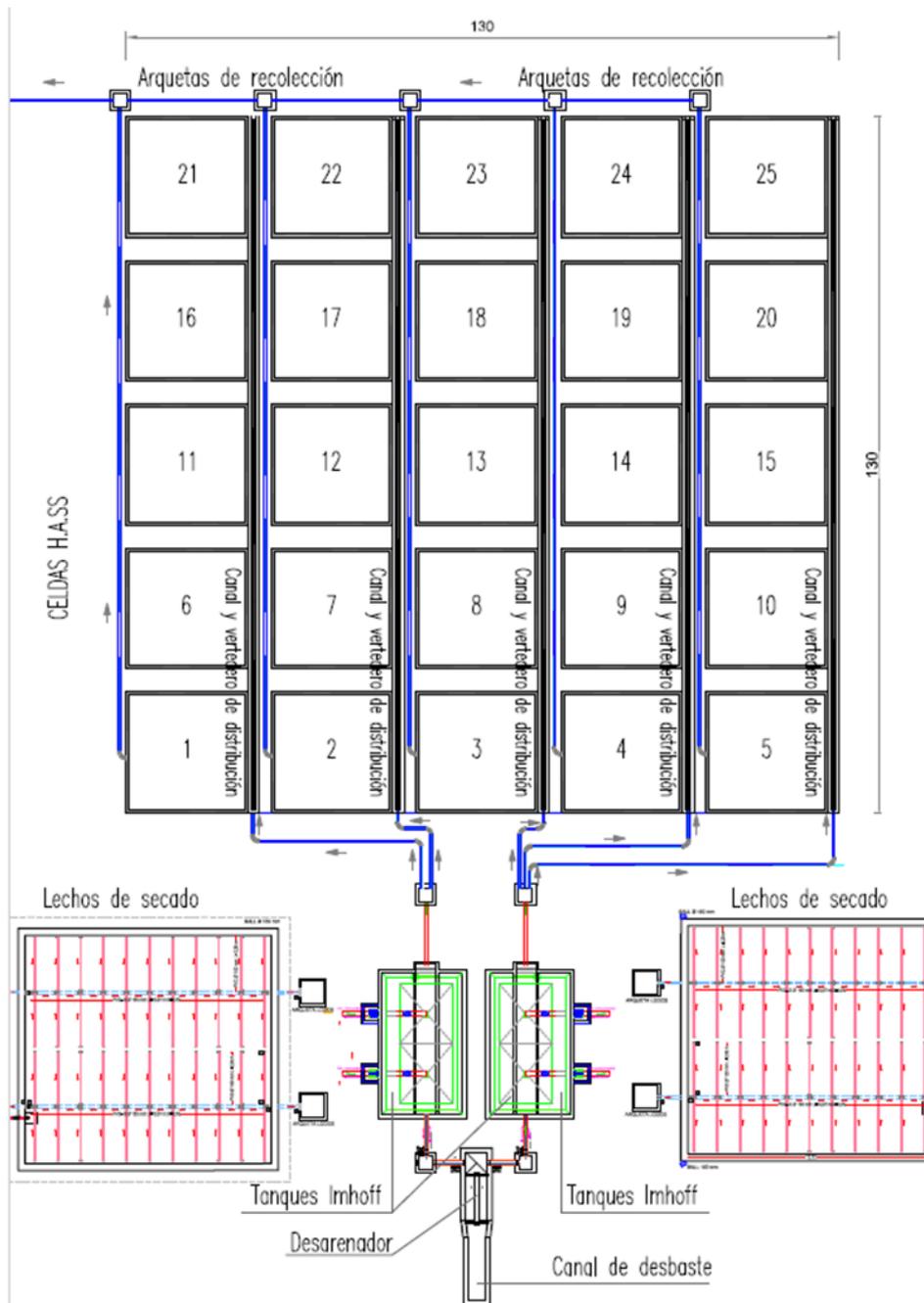


Figura 41. Esquema sistema de depuración con humedales artificiales para Chagres y Robles.

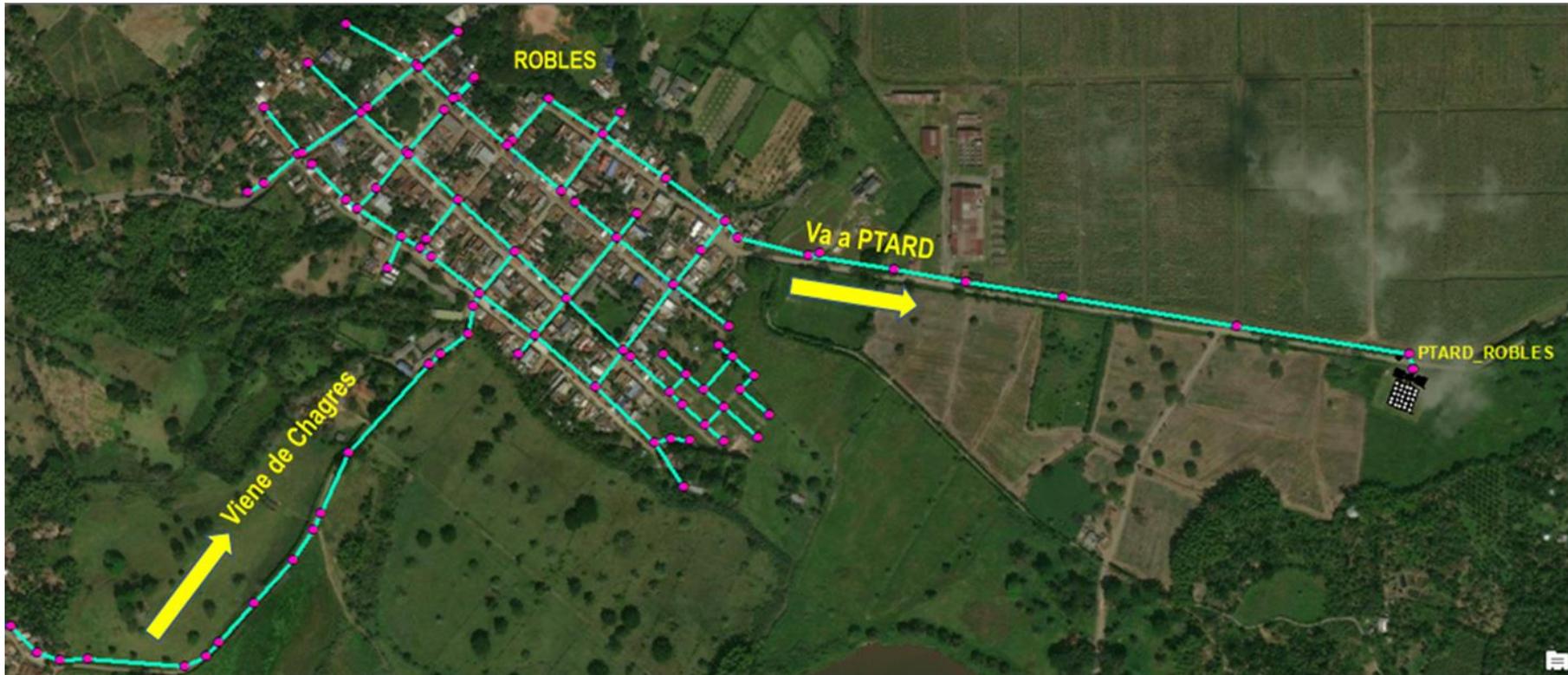


Figura 42. Implantación sistema de distribución con humedales artificiales para Chagres y Robles.

### 6.3.2.2 Resumen cálculos del sistema de tratamiento seleccionado

A continuación, se resume los cálculos del diseño de tratamiento.

Tabla 26. Población y caudales

Parámetro	Cantidad	Unidad
Población actual	3039	hab.
Población proyectada	3772	hab.
Periodo de diseño	25	años (2045)
Índice de crecimiento poblacional	0,38 y 1,0	%
Dotación de agua potable	130	l/hab/día
<b>Caudales</b>		
Caudal medio diario agua potable	5,67	l/s
Coefficiente de retorno agua potable	0,85	-
Caudal medio diario agua residual	4,82	l/s
Caudal punta diario	8,19	l/s
Coefficiente punta horario	4,0	-
Caudal punta horario	16,40	l/s
Caudal máximo diario	19,3	l/s
<b>Caudal de diseño Tanque Imhoff</b>		
Caudal punta horario Imhoff (1 unidad)	34,8	m <sup>3</sup> /día
Caudal medio diario Imhoff (1 unidad)	208,40	m <sup>3</sup> /h

Tabla 27. Resumen cálculo pretratamiento

Componente	Valor de diseño	Unidad
Ancho barrotes reja gruesos	15,9	mm
Luz entre barrotes reja gruesos	50	mm
Número de barrotes reja gruesos	15	unidad
Grado de colmatación	30	%
Velocidad de paso	0,3	m/s
Pendiente en relación a la vertical	45	grados
Ancho útil de paso (Wu)	0,53	m
<b>Zona de desbaste</b>		
Ancho canal	1	m
Calado de desbaste	0,50	m
Longitud del canal	3	m
<b>Zona de desarenado</b>		

Componente	Valor de diseño	Unidad
Sección transversal	0,05	m <sup>2</sup>
Carga superficial	43,13	m <sup>3</sup> / m <sup>2</sup> .h
Calado del desarenador	0,10	m
Ancho del desarenador	0,80	m
Largo del canal	1,50	m
Altura total del canal	0,50	m

Tabla 28. Resumen cálculo tratamiento primario

Componente	Valor de diseño	Unidad
<b>Zona de decantación</b>		
Superficie zona de decantación	15	m <sup>2</sup>
Longitud de decantación	6,2	m
Ancho de decantación	3,5	m
Pendientes paredes zona de decantación	1,5	m/m
Profundidad zona de decantación (P)	2,4	m
Obertura inferior (O <sub>i</sub> )	0,3	m
Superficie del triángulo	1,92	m
Superficie del rectángulo	0,3	m
Área total	4,56	m
Volumen de decantación	34,8	m
Velocidad horizontal punta horaria	0,13	m/min
Tiempo de retención	4	h
Altura del deflector	0,3	m
<b>Zona de gases</b>		
Ancho zona de escape de gases	4	m
Porcentaje de la superficie para escape de gases	30	%
<b>Zona de digestión</b>		
Velocidad de emisión unitaria de lodos	100	l/hab.año
Tiempo de digestión	0,5	años
Inclinación de las paredes de fondo	30	grados
Número de puntos de recogida de los lodos	2	unidad
Volumen de lodos	94,3	m <sup>3</sup>
Altura de fondo en la zona piramidal (h <sub>3</sub> )	1	m
Altura ocupada por los lodos (h <sub>2</sub> )	3	m
Altura entre O <sub>i</sub> y S de lodo acumulado (h <sub>1</sub> )	0,3	m
Volumen de resguardo	12,69	m <sup>3</sup>

Componente	Valor de diseño	Unidad
<b>Dimensiones del tanque</b>		
Superficie total del tanque	28,21	m <sup>2</sup>
Volumen total del tanque	150,20	m <sup>3</sup>
Ancho total del tanque	4	m
Longitud total del tanque	7	m
Profundidad total del tanque	7,5	m

Tabla 29. Resumen cálculo tratamiento secundario

Componente	Valor de diseño	Unidad
<b>Dimensionamiento biológico</b>		
Constante de velocidad de eliminación del Nitrógeno (K <sub>a</sub> )	0,025	m/día
Superficie del humedal	13831,15	m <sup>2</sup>
<b>Dimensionamiento hidráulico</b>		
Conductividad hidráulica (K <sub>s</sub> )	3000	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d
Factor de seguridad (F <sub>s</sub> )	7	-
Pendiente de lecho (s)	0.01	m/m
Diámetro de la grava	8	mm
Porosidad	30	%
Tiempo de retención	3	días
Carga hidráulica superficial	5,12	cm/día
<b>Dimensiones del humedal</b>		
Profundidad del humedal (h)	0,3	m
Ancho del humedal (W)	551,33	m
Longitud del humedal (L)	25	m
<b>Dimensiones de las celdas</b>		
Número de celdas	25	unidad
Ancho de celda	25	m
Largo de la celda	25	m

En la Tabla 30 se presenta las partidas de obra aproximada para construir la EDAR de Robles. Dichas partidas se basan en la estimación de costes de inversión según Oviedo (2020) y algunos costos que no se encuentran referenciados se aproximan a los costos de la zona.

Tabla 30. Estimación de costes aproximados para inversión EDAR Robles

PRESUPUESTO DE OBRA.					
EDAR CHAGRES Y ROBLES			PRESUPUESTO DE OBRA		
Obra:	Construcción humedales subsuperficiales de flujo horizontal			FECHA:	JULIO 2023
				HUMEDALES ARTIFICIALES	
Partida	DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	VR. UNIT	VR.TOTAL
<b>1</b>	<b>PLANTA TRATAMIENTO AGUAS RESIDUALES</b>				
1.1	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	Dia	30	24.61	738.30
1.2	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	16900	0.54	9,126.00
1.3	EXCAVACIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRA	m3	5070	10.92	55,364.40
1.4	TUBERIAS DE DISTRIBUCIÓN	m	520	7.82	4,066.40
1.5	IMPERMEABILIZACIÓN CON GEOMEMBRANA	m2	16900	9.49	160,381.00
1.6	CAPA SEPARACIÓN GEOTEXTIL FP-250 gr/m2	m2	16900	2.24	37,856.00
1.7	CAPA SEPARACIÓN GEOTEXTIL FP-500 gr/m2	m2	16900	2.67	45,123.00
1.8	CAPA DE ARENA (CON TRANSPORTE)	m3	2873	13.84	39,762.32
1.9	CAPA GRANULAR 25 mm	m3	169	3.86	652.34
2.0	CAPA GRANULAR 1"	m3	169	4.14	699.66
2.1	EXTENDIDO DE MATERIAL GRANULAR EN HUMEDALES	m3	1352	1.51	2,041.52
2.2	ARQUETA DE REPARTO ENTRADA HUMEDAL	UND	2	523.87	1,047.74
2.3	ARQUETA DE SALIDA ENTRADA HUMEDAL	UND	5	652.27	3,261.35
2.5	PLANTAS	UND	5000	3.03	15,150.00
2.6	PLANTACIÓN	m	520	6.05	3,146.00
2.7	REJA DE DESBASTE	UND	1	343.37	343.37
2.8	PEINE DE LIMPIEZA EN REJA DE DESBASTE	UND	1	38.44	38.44
2.9	TANQUE IMHOFF	UND	2	16815.31	33,630.62
3.0	DESARENADOR	UND	1	1500	1,500.00
3.1	LECHOS DE SECADO	UND	2	2250	4,500.00
3.3	CERCADO MALLA METALICA	m	460	14.65	6,739.00
<b>TOTAL</b>					<b>425,167.46 €</b>

Fuente: (Elaboración propia).

### 6.3.2.3 Plan de manejo y mantenimiento

Se deberá realizar unos pasos lógicos para la implantación de la EDAR en el terreno disponible, entre dichas etapas se debe considerar un plan de gestión, que incluya elección de las plantas a utilizar, siega o recolección del material vegetal en exceso, control de malezas y disposición final. También se deberá revisar el control de los soportes o material granular de siembra para evitar colmataciones y revisión más o menos periódica del desarenador, rejillas, conductos y arquetas de entrada y salida del humedal.

#### **6.3.2.4 Vegetación a plantar**

Se plantará en el humedal carrizo o cáñamo, ya que de acuerdo con Peña et al (2003) tiene buenos rendimientos con respecto a la depuración y según sus propiedades cómo la penetración de raíces (60-76 cm) y su tasa de transferencia de O<sub>2</sub> (g/m<sup>2</sup>-d), así como su distribución en el número de plantas por metro cuadrado (2-4 unidades).

#### **6.3.2.5 Cosecha de la vegetación**

La vegetación propia del humedal se deberá cosechar cada año, cuando se presente deterioro de las partes aéreas o haya abundancia de las mismas y se deberá hacer control de las malezas una vez al mes.

#### **6.3.2.6 Disposición de la vegetación**

La biomasa vegetal cosechada se podrá usar cómo material de compostaje para mejoramiento de suelos, dado el potencial agrícola de la zona.

## 7. CONCLUSIONES

El diseño de un humedal de flujo subsuperficial como sistema de tratamiento para los vertidos en pequeñas poblaciones, y su implementación garantiza que se cumpla con la normatividad vigente, reduciendo el impacto ambiental y conservar las aguas superficiales, así como las especies que en ellas tienen su hábitat.

Dichas acciones contribuyen a alcanzar el Objetivo de Desarrollo Sostenible (ODS) 6 Agua Limpia y Saneamiento para 2030 en América latina y el Caribe, altamente relacionadas con la meta 6.1 agua potable y segura para todos, meta 6.2 acceso universal a aguas de saneamiento e higiene y la meta 6.3 de mejorar la calidad del agua, siendo las dos últimas de interés particular y los que más relación tienen con el trabajo desarrollado, ya que para alcanzar las metas 6.2 y 6.3 se deben acometer acciones para mejorar la calidad del agua, reducir la contaminación y reducir a la mitad la proporción de aguas residuales no tratadas entre otras.

También es necesario mencionar que las actuaciones propuestas de tratamiento de los vertidos de las poblaciones de Chagres y robles y su red de saneamiento se alinean con el ODS 15, ya que, al implementarlas, se puede restaurar el ecosistema de humedal natural existente que está siendo impactado con vertidos sin tratar, como el humedal Cauquita, y ayudar a alcanzar las metas de protección de la diversidad y cumplimiento de la Convención de Humedales de importancia internacional (Convención de Ramsar).

De acuerdo con la CEPAL (2019) se debe abordar los factores ambientales que contribuyen a una salud deficiente de la población, entre ellos, la falta de agua y saneamiento gestionados de manera segura, los cuales el presente TFM identifica y propone actividades para su solución, alineándose al ODS 3, a través de una propuesta de diseño de un humedal superficial horizontal con unidades de pretratamiento y actuaciones de mejora en cuanto a capacidad y renovación del saneamiento reduciendo la posibilidad de que las personas enfermen al contacto con aguas residuales que se desbordan por las calles y vertidas sin tratamiento a

las fuentes superficiales. En el Anexo 1 se muestra el grado de relación del presente TFM con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la agenda 2030, y se describe al igual que en este apartado los que tienen un grado de relación más alto.

La importancia del tratamiento de las aguas residuales domésticas aunado con una buena gestión y estado de la red radica en reducir enfermedades, evitar molestias y sobre todo restringir el uso de las fuentes superficiales en importantes actividades cómo el abastecimiento, riego y actividades recreativas.

El conocimiento de la red que puede brindar un diagnóstico con SWMM 5.0, además de ser fácil de realizar, y la fácil consecución del programa, puede ayudar a facilitar las gestiones de una red de saneamiento y depuradoras que realizan las pequeñas empresas que no cuentan con los recursos suficientes para adquirir herramientas tecnológicas, aunque mucho más potentes, de mucho mayor coste.

El modelo se simuló en onda dinámica, lo cual permite acercarse de manera más real al funcionamiento de la red de saneamiento, permitiendo conocer cómo trabajan los conductos en sobrecarga y contraflujo. Así como también, con otras condiciones hidráulicas que no se permiten en onda cinemática o régimen permanente.

La modelización en SWMM 5.0 es una herramienta muy útil para determinar las posibles fallas que se está presentando en una red de saneamiento. Aunque es necesario decir que no permite diseñar, y es posible tener que recurrir a otras herramientas para realizar un diseño óptimo, y dependerá de la experticia y conocimiento del usuario sobre el programa para determinar estrategias que permitan realizar actuaciones en la red.

## 8. BIBLIOGRAFIA

Aldana Álvarez, J. (2020) Diagnostico del Funcionamiento de la Planta de Tratamiento de Agua Residual Doméstica en el Corregimiento de Chagres. Universidad Autónoma de Occidente. Colombia.

Anuario Estadístico del Valle del Cauca. (2018). Departamento Administrativo de Planeación del Valle del Cauca. Gobernación del Valle del Cauca. Colombia

Bayas Jiménez, L. (2018). Diseño de Humedales Artificiales para el Tratamiento de Aguas Residuales en Poblaciones Rurales de la Sierra Norte del Ecuador; Aplicación a la Parroquia Lita. Trabajo Fin de Máster, Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Valencia.

CEDEX. (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones. España: Ministerios de Fomento, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Natural y Marino y Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.

CENTA (2006). Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua. Guía sobre Tratamientos de Aguas Residuales Urbanas para Pequeños Núcleos de Población. Mejora de la Calidad de los Efluentes.

CEPAL (2019). ODS 3: Garantizar una Vida Sana y Promover el Bienestar para Todos a Todas las Edades en América Latina y el Caribe. Tercera Reunión Foro de los Países de América Latina y el Caribe sobre el Desarrollo Sostenible. Santiago de Chile. Chile.

Consortio PSMV. (2020). Elaboración de Diseños y Estudios del Plan de Saneamiento y Manejo Vertimientos Rurales (PSMV) para los Corregimientos de Villacolombia, Potrerito y Chagres.

Contraloría Departamental del Valle del Cauca. (2021). Informe Anual Sobre el Estado de los Recursos Naturales y del Ambiente del Departamento del Valle del Cauca.

Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca. (2017). Evaluación Regional del Agua. Santiago de Cali. Colombia.

Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca. (2023). Dirección Técnica Ambiental. Laboratorio Ambiental. Análisis Físicoquímico de Aguas.

Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L., & Andrade, M. (2010). Depuración de Aguas Residuales por Medio de Humedales Artificiales. Centro Andino para la Gestión y Uso del Agua. (Centro AGUA).

Departamento Nacional de Estadística. (2020). Evidencias del Desarrollo Socioeconómico del Valle del Cauca. CAMACOL. Valle del Cauca. Colombia

Directiva 91/271/CEE del Consejo de 21 de mayo de 1991 Sobre Tratamiento de las Aguas Residuales Urbanas.

Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., & Nivala, J. (2017). Tratamiento Biológico de Aguas Residuales. Volumen Siete. Humedales para Tratamiento. IWA

Espigares García, M., y Pérez López, J. (1987). Aspectos Sanitarios del Estudio de las Aguas. Universidad de Granada.

García Serrano, J., y Corzo Hernández, A. (2008). Depuración con Humedales Construidos. Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial.

Gómez, V. M. (2007). Curso de Análisis y Rehabilitación de Redes de Alcantarillado Mediante el Código SWMM 5.0. Flumen. Universitat Politècnica de Catalunya. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental.

GMMF. (2009). SWMM Modelo de Gestión de Aguas Pluviales 5.0 vE.

Hernández Crespo, C., Martín Monerris, M. (2020). Guía Didáctica para el Diseño de Humedales Artificiales Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Instituto de Ingeniería del Agua. Universitat Politècnica de València.

Hoffmann, H., Winker, M., Platzer, C., & Muench, E. Von. (2011). Technology Review of Constructed Wetlands Subsurface Flow Constructed Wetlands for Greywater and Domestic Wastewater Treatment. Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ.

ITC (2006). Instituto Tecnológico de Canarias. Gobierno de Canarias. Guía sobre Tratamientos de Aguas Residuales Urbanas para Pequeños Núcleos de Población.

ITA. (2021). Instituto Tecnológico del Agua. Curso de Análisis de Redes de Saneamiento con SWMM. Universitat Politècnica de València.

- Hormazábal, S., Vidal, G. (2018). Humedales Construidos. Diseño y Operación. Grupo de Ingeniería y Biotecnología Ambiental (GIBA-UDEC). Facultad de Ciencias Ambientales. Universidad de Concepción. Chile.
- Lozano-Rivas, W. (2012). Curso Fundamentos de Diseño de Plantas Depuradoras de Aguas Residuales.
- Martínez Manrique Arquitectura e Ingeniería. (2019). Colector Circunvalar-La Morada. Proyección de la Dotación del Servicio de Agua Potable y Drenaje Sanitario del Área de Expansión Localizada al Sur de la Vía Panamericana. Jamundí. Colombia.
- Manual de Drenaje para Carreteras. (2009). Ministerio de Transporte. Instituto Nacional de Vías. Subdirección de Apoyo Técnico. Colombia.
- McGhee, T. (2000). Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Ingeniería Ambiental. Sexta Edición. Mc Graw Hill. Colombia
- Mena Sanz, J. (2008). Depuración de Aguas residuales con Humedales Artificiales: Ventajas de los Sistemas Híbridos. Congreso Nacional del Medio Ambiente. Cumbre del Desarrollo Sostenible. Madrid: Alquimia Soluciones Ambientales.
- Metcalf & Eddy Inc. (1995). Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización. Tercera edición. McGraw Hill. México.
- Ministerio de ambiente y desarrollo sostenible (2021). Plan de Acción de la Plataforma Colaborativa para la Recuperación de la Cuenca Alta del río Cauca. Gobernación del Valle del Cauca. Colombia
- Noyola, A., Morgan-Sagastume, J., & Güereca, L. (2013). Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales. Guía de Apoyo para Ciudades Pequeñas y Medianas. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Normativa de Saneamiento, V. (2015). Normativa para Obras de Saneamiento y Drenaje Urbano de la Ciudad de Valencia. Ayuntamiento de Valencia.
- ONU-HABITAT. (2008). Manual de humedales artificiales. Issuu [https://issuu.com/frederys1712doc/docs/manual\\_de\\_humedales\\_artificiales](https://issuu.com/frederys1712doc/docs/manual_de_humedales_artificiales)
- OPS. (2005). Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización. OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR. Lima.

Peña Varón, M., Van Ginneken, M., & Madera P., (2003). Humedales de Flujo Subsuperficial: Una Alternativa Natural para el Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Zonas Tropicales. CINARA. Universidad del Valle

Plan Básico de Ordenamiento Territorial. (2002). Componente Urbano. Dimensión Ambiental. Alcaldía Municipal de Jamundí.

Plan de Desarrollo Municipal de Jamundí (2020). Alcaldía de Jamundí. Colombia

Pérez-Valbuena, G., Arrieta, M., Contreras, J., (2015) Rio Cauca: La Geografía Económica de su Área de Influencia. Banco de la República. Centro de Estudios Económicos Regionales (CEER). Colombia

Resolución 0631 de 2015. Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. Colombia.

RAS. (2017). Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. Colombia.

Sanchis Sanchis, G. (2016). Modelo Matemático de la Red de Saneamiento del Distrito Esmeralda en Bogotá, Colombia. Trabajo Fin de Máster, Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Valencia.

## 9. ANEXOS

## 9.1. ANEXO 1

### Relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible en la agenda 2030

Grado de relación al trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS. 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero.				X
ODS 3. Salud y bienestar.	X			
ODS 4. Educación de calidad				X
ODS 5. Igualdad de género.				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.	X			
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.			X	
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico				X
ODS 9. Industria, innovación e infraestructura.				X
ODS 10. Reducción de las desigualdades.			X	
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.			X	
ODS 12. Producción y consumo responsables.				X
ODS 13. Acción por el clima.				X
ODS 14. Vida submarina.		X		
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.	X			
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.				X

## Descripción de la alineación del TFM con los ODS con un grado de relación más alto.

**ODS. 6. Agua limpia y saneamiento.** El tratamiento de aguas residuales domésticas a través de humedales artificiales contribuyen a alcanzar el Objetivo de Desarrollo Sostenible (ODS) 6 Agua Limpia y Saneamiento para 2030 en América latina y el Caribe, y están altamente relacionadas con la meta 6.1 agua potable y segura para todos, meta 6.2 acceso universal a aguas de saneamiento e higiene y la meta 6.3 de mejorar la calidad del agua, siendo las dos últimas de interés particular y los que más relación tienen con el trabajo desarrollado, ya que para alcanzar las metas 6.2 y 6.3 se deben acometer acciones para mejorar la calidad del agua, reducir la contaminación y reducir a la mitad la proporción de aguas residuales no tratadas entre otras, a lo cual el presente TFM aporta.

**ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.** También es necesario mencionar que las actuaciones propuestas de tratamiento de los vertidos de la poblaciones de Chagres y robles y su red de saneamiento se alinean con el ODS 15, ya que, al implementarlas, se puede restaurar el ecosistema de humedal natural existente que está siendo impactado con vertidos sin tratar, cómo el humedal Cauquita, y ayudar a alcanzar las metas de protección de la diversidad y cumplimiento de la Convención de Humedales de importancia internacional (Convención de Ramsar).

**ODS 3. Salud y bienestar.** De acuerdo con la CEPAL (2019) se debe abordar los factores ambientales que contribuyen a una salud deficiente de la población, entre ellos, la falta de agua y saneamiento gestionados de manera segura, los cuales el presente TFM identifica y propone actividades para su solución, alineándose al ODS 3, a través de una propuesta de diseño de un humedal superficial horizontal con unidades de pretratamiento y actuaciones de mejora en cuanto a capacidad y renovación del saneamiento reduciendo la posibilidad de que las personas enfermen al contacto con aguas residuales que se desbordan por las calles y vertidas sin tratamiento a las fuentes superficiales.

## 9.2. ANEXO 2.

Parámetros calculados y adoptados para el modelo SWMM 5.0

ID Cuenca	Área (H)	Ancho (m)	Pendiente (%)	Área Impermeable (%)	Coef. n (Impermeable)	Coef. n (Permeable)	Alm. Dep. (Impermeable)	Alm. Dep. (Permeable)	(%) Área Imperm. sin Alm. Dep.	Flujo entre subáreas	(%) escorrentía transportada	CURVE_NUMBER
1	0,65	76,2	8,86	31,71	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
2	0,53	72,4	5,94	27,24	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
3	0,23	48,2	5,49	20,09	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
4	0,13	36,3	3,26	16,86	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
5	0,42	64,7	22,84	40,95	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
6	0,36	58,4	14,99	61,79	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
7	0,38	61,2	6,63	84,72	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
8	0,21	44,5	16,83	58,78	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
9	0,37	59,1	0,00	81,25	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
10	0,36	58,0	1,09	50,42	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
11	0,22	43,3	1,72	33,69	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
12	0,35	56,2	2,70	52,58	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
13	0,35	57,0	0,15	76,26	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
14	0,19	43,9	0,46	86,81	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
15	0,45	65,0	1,16	73,23	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
16	0,50	69,7	9,42	69,48	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
17	0,19	41,0	6,27	68,09	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
18	0,23	47,3	5,08	70,91	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
19	0,63	79,4	1,45	52,38	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
20	0,23	45,9	0,00	72,66	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
21	0,50	69,9	4,39	52,47	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
22	0,39	60,9	2,42	83,94	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
23	0,42	62,0	1,89	38,96	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
24	0,25	49,5	1,33	81,46	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80

ID Cuenca	Área (H)	Ancho (m)	Pendiente (%)	Área Impermeable (%)	Coef. n (Impermeable)	Coef. n (Permeable)	Alm. Dep. (Impermeable)	Alm. Dep. (Permeable)	(%) Área Imperm. sin Alm. Dep.	Flujo entre subáreas	(%) escorrentía transportada	CURVE_NUMBER
25	0,47	67,6	1,85	89,74	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
26	0,42	60,4	1,17	70,64	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
27	0,40	62,3	2,10	70,53	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
28	0,44	63,9	1,26	63,41	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
29	0,19	45,8	1,60	88,39	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
30	0,35	57,4	0,00	58,11	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
31	0,07	25,4	0,74	37,06	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
32	0,40	60,7	1,14	81,99	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
34	0,17	39,6	0,00	87,76	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
35	0,39	60,3	0,00	82,17	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
36	0,81	89,5	1,04	59,93	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
37	0,45	65,0	1,04	59,34	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
38	0,45	66,1	0,92	62,07	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
39	0,43	64,6	1,46	67,30	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
40	0,14	34,3	0,00	97,25	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
41	0,49	69,2	0,96	69,16	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
42	0,47	67,1	1,07	56,22	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
43	0,47	66,2	0,00	61,61	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
44	0,89	93,4	1,08	56,48	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
46	0,29	53,4	0,76	99,34	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
47	0,44	63,2	0,00	27,60	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
48	0,19	39,3	0,00	97,76	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
49	0,42	64,7	1,15	76,34	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
50	0,86	92,8	4,53	31,40	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
51	0,45	64,0	2,89	45,42	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
52	0,38	59,4	0,86	43,46	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
53	0,36	57,8	0,31	26,40	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
54	0,45	42,6	0,19	35,69	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69

ID Cuenca	Área (H)	Ancho (m)	Pendiente (%)	Área Impermeable (%)	Coef. n (Impermeable)	Coef. n (Permeable)	Alm. Dep. (Impermeable)	Alm. Dep. (Permeable)	(%) Área Imperm. sin Alm. Dep.	Flujo entre subáreas	(%) escorrentía transportada	CURVE_NUMBER
55	0,25	50,0	2,65	19,40	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
56	0,42	64,9	1,90	9,28	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
57	0,32	56,4	3,53	16,35	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
58	0,19	43,3	0,72	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
59	0,12	34,3	4,12	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
60	0,22	46,4	5,71	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
61	0,44	66,3	0,86	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
62	0,08	28,0	1,11	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
33	0,55	74,0	0,92	50,90	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
45	0,47	65,3	1,00	58,70	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	80
121	0,10	28,0	7,83	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
123	0,16	39,7	1,69	48,22	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
125	0,26	50,4	2,50	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
126	0,08	28,5	2,47	37,51	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
128	0,33	57,5	0,45	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
129	0,43	65,2	1,33	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
130	0,17	41,6	0,14	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
131	0,27	51,7	1,85	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
132	0,33	57,1	1,98	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
133	0,11	33,2	3,00	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
134	0,41	64,2	6,46	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
135	0,13	35,6	11,31	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
136	0,11	33,5	13,31	31,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
137	0,17	41,3	5,78	24,96	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
138	0,21	45,7	4,97	40,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
139	0,18	42,0	9,83	40,07	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
140	0,22	47,1	10,31	21,82	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
141	0,13	35,4	9,32	2,09	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69

ID Cuenca	Área (H)	Ancho (m)	Pendiente (%)	Área Impermeable (%)	Coef. n (Impermeable)	Coef. n (Permeable)	Alm. Dep. (Impermeable)	Alm. Dep. (Permeable)	(%) Área Imperm. sin Alm. Dep.	Flujo entre subáreas	(%) escorrentía transportada	CURVE_NUMBER
142	0,23	47,7	3,55	18,76	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
143	0,12	33,9	1,84	3,49	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
144	0,17	41,5	3,48	10,90	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
145	0,34	58,5	3,81	7,97	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
146	0,26	50,7	7,46	8,39	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
147	0,09	29,3	4,44	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
148	0,25	50,0	8,77	19,17	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
149	0,11	33,0	10,73	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
150	0,12	34,8	4,28	15,98	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
151	0,09	30,5	0,52	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
152	0,22	46,7	4,94	17,86	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
153	0,18	42,5	0,27	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
154	0,08	28,9	0,53	20,19	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
155	0,17	41,1	1,20	6,14	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
156	0,17	40,9	3,36	3,74	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
157	0,18	42,8	2,35	11,29	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
158	0,17	41,4	2,13	14,86	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
159	0,10	31,9	2,59	7,54	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
160	0,25	49,7	2,56	14,41	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
161	0,14	37,7	4,04	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
162	0,49	70,1	1,24	16,62	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
163	0,25	49,6	5,36	20,57	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
164	0,32	56,4	6,54	8,98	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
165	0,41	64,1	5,92	24,49	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
166	0,24	48,9	6,60	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
167	0,19	43,4	6,20	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
168	0,08	27,5	21,85	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
169	0,11	33,4	0,28	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69

ID Cuenca	Área (H)	Ancho (m)	Pendiente (%)	Área Impermeable (%)	Coef. n (Impermeable)	Coef. n (Permeable)	Alm. Dep. (Impermeable)	Alm. Dep. (Permeable)	(%) Área Imperm. sin Alm. Dep.	Flujo entre subáreas	(%) escorrentía transportada	CURVE_NUMBER
170	0,09	30,5	0,00	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
175	0,09	30,6	12,17	45,37	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
176	0,09	29,7	6,91	15,49	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
177	0,10	31,4	1,16	0,15	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
178	0,24	48,6	3,87	20,91	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
179	0,10	30,9	19,15	63,80	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
180	0,07	25,5	1,90	5,00	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
181	0,08	27,4	18,58	0,10	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
183	0,10	32,0	1,51	26,95	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69
174	0,27	49,9	1,11	36,62	0,01	0,1	1,5	3	20	OUTLET	100	69

### 9.3. ANEXO 3.

## Identificación de conductos y parámetros hidráulicos

PROYECTO: ALCANTARILLADO UNITARIO CHAGRES Y ROBLES  
CUADRO DE CHEQUEO HIDRÁULICO

DATOS	RELATIVOS AL DISEÑO
0.40	Coefficiente de esccorrentia
5	Período de retorno
8.00	Tiempo de conc. mínimo (min)
P	Pendiente Tubería
10"	Diámetro mínimo
0.009	n maning PVC Aligerada
0.013	n maning Hormigón
0.009	n maning GRP

CURVA DE LLUVIAS PARA EL MUNICIPIO DE JAMUNDI

$$I = \frac{35.881 \cdot T_r^{0.18}}{(7c + 0.0167)^{0.66}}$$

ESTACION

Profundidad mín (m)	1.20
Fuerza tractiva minima (kg/m2)	0.23
Diámetro interno cámara	1.20
dD máximo	0.85
qD máximo	0.90
Numero de Curva	80,00
Coefficiente Manning utilizado	0,009

INFORMACION TRAMOS										PARAMETROS DEL DISEÑO HIDRÁULICO										PERFIL DE LA TUBERÍA A INSTALAR										PROFUNDIDAD A BATEA		PROFUNDIDAD A CORONA																											
CAMARAS			ÁREAS TRIBUTARIAS (Ha.)			TIEMPOS			Intensidad de Lluvia			Numero de Curva			S			P			Precipitación Efectiva			Tp			Tb			Odiseño Aguas Lluvias			Datos Iniciales			Coef.			Condicion a tubo lleno			COMPROBACION DISEÑO			Calda			RASANTES			COTAS DE BATEA			Calda en la cámara		PROFUNDIDAD A BATEA		PROFUNDIDAD A CORONA	
DE	A		ATRÁS	PROPIA	ACUM.	Km2	T. Conc	T. Rec.	Us/Ha	Numero de Curva	S	P	mm	Horas	mm	Horas	(Us)	Tipo	Longitud	P	Manning	V	Caudal	Fract	qD	vV	d/D	U/T	v	Fuerc Trac	Diam. N	Diam. Int.	tramo	Rasante Inicial	Rasante Final	COTAS Inicial	COTAS Final	m	Inicial	Final	Inicial	Final																	
<b>ALCANTARILLADO COMBINADO TRAMOS MH-15A ES2</b>																																																											
MH-115	MH-25	0.000	0.240	0.240	0.00240	8.00	0.25	502.74	80.00	63.50	67.03	25.05	0.15	0.40	84.45	PVC	62.720	8.43	0.009	5.08	211.07	5.42	0.40	0.81	0.50	1.00	4.10	5.40	10	0.230	5.91	1022.530	1016.98	1021.510	1015.596	0.000	1.020	1.384	0.78	1.14																			
MH-25	MH-26	0.240	0.250	0.490	0.005	8.25	0.05	492.44	80.00	63.50	67.75	25.56	0.15	0.41	170.50	PVC	18.410	20.24	0.009	7.45	309.23	11.64	0.55	0.89	0.60	1.11	6.61	12.87	10	0.230	3.73	1016.980	1015.56	1015.596	1011.870	0.000	1.384	3.690	1.14	3.45																			
MH-26	MH-56	1.129	0.180	1.309	0.013	8.30	0.32	490.62	80.00	63.50	67.88	25.66	0.15	0.41	454.71	PVC	64.860	2.93	0.009	3.23	198.79	2.05	2.29	1.06	0.93	1.17	3.43	2.40	12	0.280	1.90	1015.560	1012.30	1011.870	1009.970	0.000	3.690	2.330	3.39	2.03																			
MH-56	MH-57	1.309	0.500	1.809	0.018	8.62	0.30	478.70	80.00	63.50	68.75	26.28	0.16	0.43	619.97	PVC	27.280	0.59	0.009	1.45	88.95	0.41	6.97	1.06	0.93	1.17	1.54	0.48	12	0.280	0.16	1012.300	1011.38	1009.970	1009.810	0.000	2.330	1.570	2.03	1.27																			
MH-57	MH-28	1.809	0.000	1.809	0.018	8.91	0.53	468.17	80.00	63.50	69.54	26.85	0.17	0.44	619.97	PVC	94.600	1.59	0.009	2.81	285.86	1.43	2.17	1.06	0.93	1.17	2.99	1.67	16	0.360	1.50	1011.380	1009.64	1009.810	1008.310	0.000	1.570	1.330	1.19	0.95																			
MH-28	MH-77	1.809	7.740	9.549	0.095	9.44	0.74	450.74	80.00	63.50	70.91	27.84	0.17	0.47	3164.67	PVC	102.200	0.52	0.009	1.87	297.90	0.99	10.62	1.06	0.93	1.17	1.99	0.69	20	0.450	0.46	1009.640	1009.07	1008.310	1007.850	0.000	1.330	1.220	0.86	0.75																			
MH-77	MH-108	9.549	0.510	10.059	0.101	10.17	0.60	428.97	80.00	63.50	72.74	29.18	0.19	0.50	3241.66	PVC	87.830	0.53	0.009	2.64	1167.59	0.99	2.78	1.06	0.93	1.17	2.81	1.16	30	0.750	0.53	1009.070	1008.72	1007.850	1007.320	0.000	1.220	1.400	0.44	0.62																			
MH-108	MH-34	10.059	4.960	15.019	0.150	10.77	0.44	413.16	80.00	63.50	74.16	30.23	0.20	0.53	4736.82	PVC	102.200	0.64	0.009	3.63	3144.04	1.67	1.51	1.06	0.93	1.17	3.86	1.95	42	1.050	0.65	1008.720	1008.02	1007.320	1006.670	0.000	1.400	1.350	0.32	0.27																			
MH-34	ES2	15.019	0.540	15.559	0.156	11.21	0.23	402.35	80.00	63.50	75.18	30.99	0.21	0.55	4832.24	PVC	66.100	0.88	0.009	4.48	4491.67	2.48	2.08	1.06	0.93	1.17	4.76	2.90	45	1.130	0.58	1008.020	1008.02	1006.670	1006.090	0.000	1.350	1.930	0.19	0.77																			
<b>ALCANTARILLADO COMBINADO TRAMOS MH-30 A ES1 (EDAR)</b>																																																											
MH-40	MH-41	0.000	0.000	0.000	0.001	8.00	0.11	502.74	80.00	63.50	67.03	25.05	0.15	0.40	35.19	PVC	22.27	10.15	0.009	3.97	70.94	3.94	0.50	0.86	0.56	1.07	3.42	4.09	6	0.150	2.26	1031.730	1029.65	1030.350	1028.090	0.000	1.380	1.560	1.22	1.40																			
MH-41	MH-11	0.000	0.100	0.200	0.002	8.11	0.22	498.29	80.00	63.50	67.34	25.27	0.15	0.40	70.04	PVC	57.01	10.51	0.009	4.04	71.27	3.94	0.98	1.05	0.88	1.20	4.24	4.74	6	0.150	5.99	1029.650	1023.50	1028.090	1022.100	0.000	1.560	1.400	1.40	1.24																			
MH-11	MH-12	0.200	0.160	0.360	0.004	8.33	0.02	489.40	80.00	63.50	67.97	25.72	0.15	0.41	124.84	PVC	5.39	10.39	0.009	4.53	115.24	4.68	1.08	1.06	0.93	1.17	4.82	5.46	8	0.180	0.56	1023.500	1022.97	1022.100	1021.540	0.000	1.400	1.430	1.21	1.24																			
MH-12	MH-139	0.360	0.000	0.360	0.004	8.35	0.37	488.68	80.00	63.50	68.02	25.75	0.15	0.41	124.84	PVC	90.28	6.81	0.009	4.32	179.41	3.92	0.70	0.95	0.69	1.18	4.10	4.63	10	0.230	6.15	1022.970	1016.72	1021.540	1015.390	0.000	1.430	1.330	1.19	1.09																			
MH-139	MH-9	0.360	1.430	1.790	0.018	8.72	0.62	475.01	80.00	63.50	69.02	26.47	0.16	0.43	610.71	PVC	91.60	1.93	0.009	2.30	95.55	1.11	6.39	1.06	0.93	1.17	2.45	1.30	10	0.230	1.77	1016.720	1016.00	1015.930	1013.620	0.000	1.330	2.380	1.09	2.14																			
MH-9	MH-10	1.790	0.940	2.730	0.027	9.34	0.05	453.85	80.00	63.50	70.66	27.66	0.17	0.46	908.20	PVC	4.92	0.81	0.009	1.49	61.98	0.47	14.65	1.06	0.93	1.17	1.59	0.55	10	0.230	0.04	1016.000	1015.76	1013.620	1013.580	0.000	2.380	2.180	2.14	1.94																			
MH-10	MH-86	2.730	0.350	3.080	0.031	9.39	0.58	452.20	80.00	63.50	70.79	27.75	0.17	0.46	1022.56	PVC	58.10	1.26	0.009	1.58	40.08	0.57	25.52	1.06	0.93	1.17	1.67	0.66	8	0.180	0.73	1015.760	1014.31	1013.580	1012.850	0.000	2.180	1.460	1.99	1.27																			
MH-86	MH-137	3.080	0.410	3.490	0.035	9.97	0.57	434.67	80.00	63.50	72.25	28.82	0.18	0.49	1133.15	PVC	89.38	0.53	0.009	2.45	862.74	0.88	1.31	1.06	0.93	1.17	2.60	1.03	27	0.670	0.47	1014.310	1013.03	1012.850	1012.380	0.000	1.460	0.650	0.76	-0.05																			
MH-137	MH-136	3.490	0.460	3.950	0.040	10.55	0.32	418.94	80.00	63.50	73.63	29.84	0.20	0.52	1255.77	PVC	89.47	1.99	0.009	4.77	1680.01	3.34	0.75	0.97	0.72	1.20	4.61	4.00	27	0.670	1.78	1013.030	1011.57	1012.380	1010.596	0.000	0.650	0.974	-0.05	0.27																			
MH-136	MH-75	3.950	0.390	4.340	0.043	10.87	0.56	410.87	80.00	63.50	74.39	30.40	0.20	0.54	1363.98	PVC	87.88	0.53	0.009	2.46	866.36	0.89	1.57	1.06	0.93	1.17	2.61	1.04	27	0.670	0.47	1011.570	1011.68	1010.596	1010.130	0.000	0.974	1.550	0.27	0.85																			
MH-75	MH-142	4.340	1.260	5.600	0.056	11.43	0.61	397.25	80.00	63.50	75.88	31.36	0.21	0.57	1726.26	PVC	96.98	0.56	0.009	2.51	883.29	0.92	9.85	1.06	0.93	1.17	2.66	1.08	27	0.670	0.53	1011.680	1010.38	1010.130	1009.596	0.000	1.550	0.784	0.65	0.08																			
MH-142	MH-51	5.600	0.810	6.410	0.064	12.04	0.24	383.91	80.00	63.50	77.02	32.37	0.22	0.60	1936.63	PVC	92.23	3.49	0.009	6.30	2221.64	5.84	0.87	1.01	0.81	1.22	6.35	7.11	27	0.670	3.22	1010.380	1009.59	1009.596	1008.380	0.000	0.784	3.200	0.08	2.60																			
MH-51	MH-52	6.410	3.350	9.760	0.088	12.28	0.13	378.90	80.00	63.50	77.54	32.76	0.23	0.61	2925.86	PVC	25.77	0.54	0.009	3.03	1926.37	1.22	1.52	1.06	0.93	1.17	3.22	1.43	36	0.900	0.14	1009.590	1009.25	1008.380	1006.240	0.000	3.200	3.010	2.27	2.08																			
MH-52	MH-143	9.760	0.440	10.200	0.102	12.41	0.42	376.21	80.00	63.50	77.83	32.98	0.23	0.61	3044.82	PVC	92.17	0.69	0.009	3.43	2177.85	1.56	1.40	1.06	0.93	1.17	3.64	1.82	36	0.900	0.64	1009.250	1008.65	1006.240	1005.600	0.000	3.010	3.050	2.08	2.12																			
MH-143	MH-141	10.200	0.000	10.200	0.102	12.83	0.20	368.00	80.00	63.50	78.72	33.65	0.24	0.63	3044.82	PVC	109.67	0.04	0.009	0.78	499.14	0.08																																					



ALCANTARILLADO COMBINADO MH-148 A MH-28																																								
MH-148	MH-79	0.250	0.480	0.730	0.007	8.00	1.17	502.74	80.00	63.50	67.03	25.05	0.15	0.40	256.86	PVC	126.64	1.46	0.009	1.70	43.25	0.66	5.94	1.06	0.93	1.17	1.81	0.77	8	0.180	1.85	1088.000	1086.43	1086.616	1084.763	0.000	1.384	1.669	1.19	1.48
MH-79	MH-80	0.730	0.140	0.870	0.009	9.17	0.21	459.56	80.00	63.50	70.21	27.33	0.17	0.45	291.45	PVC	34.03	3.24	0.009	2.53	64.40	1.46	4.53	1.06	0.93	1.17	2.69	1.71	8	0.180	1.10	1086.432	1085.06	1084.763	1083.659	0.000	1.669	1.400	1.48	1.21
MH-80	MH-32	0.870	0.250	1.120	0.011	9.38	0.43	452.71	80.00	63.50	70.75	27.72	0.17	0.46	372.07	PVC	61.95	2.57	0.009	2.25	57.26	1.15	6.50	1.06	0.93	1.17	2.39	1.35	8	0.180	1.59	1085.059	1083.47	1083.659	1082.070	0.000	1.400	1.400	1.21	1.21
MH-32	MH-33	1.120	0.110	1.230	0.012	9.81	0.19	439.45	80.00	63.50	71.84	28.52	0.18	0.48	401.84	PVC	19.61	1.29	0.009	1.60	40.61	0.58	9.90	1.06	0.93	1.17	1.70	0.68	8	0.180	0.25	1083.470	1083.97	1082.070	1081.817	0.000	1.400	2.150	1.21	1.96
MH-33	MH-106	1.230	0.170	1.400	0.014	10.00	0.57	433.86	80.00	63.50	72.32	28.87	0.19	0.49	454.07	PVC	56.65	1.22	0.009	1.55	39.46	0.55	11.51	1.06	0.93	1.17	1.65	0.64	8	0.180	0.69	1083.967	1082.77	1081.817	1081.127	0.000	2.150	1.645	1.96	1.45
MH-106	MH-94	1.400	0.190	1.590	0.016	10.57	0.43	418.22	80.00	63.50	73.70	29.89	0.20	0.52	504.99	PVC	53.45	1.93	0.009	1.95	49.65	0.87	10.17	1.06	0.93	1.17	2.08	1.01	8	0.180	1.03	1082.772	1081.50	1081.127	1080.096	0.000	1.645	1.400	1.45	1.21
MH-94	MH-95	1.590	0.170	1.760	0.018	11.00	0.28	407.40	80.00	63.50	74.70	30.63	0.20	0.54	550.58	PVC	45.30	3.31	0.009	2.56	65.06	1.49	8.46	1.06	0.93	1.17	2.72	1.74	8	0.180	1.50	1081.496	1080.00	1080.096	1078.596	0.000	1.400	1.400	1.21	1.21
MH-95	MH-44	1.760	0.180	1.940	0.019	11.28	0.54	400.76	80.00	63.50	75.34	31.10	0.21	0.56	601.10	PVC	53.06	1.21	0.009	1.55	39.30	0.54	15.30	1.06	0.93	1.17	1.64	0.63	8	0.180	0.64	1079.996	1079.36	1078.596	1077.955	0.000	1.400	1.400	1.21	1.21
MH-44	MH-45	1.940	0.080	2.020	0.020	11.82	0.18	388.59	80.00	63.50	76.54	32.01	0.22	0.58	614.68	PVC	23.00	2.12	0.009	2.05	52.02	0.95	11.82	1.06	0.93	1.17	2.17	1.11	8	0.180	0.49	1079.355	1078.87	1077.955	1077.468	0.000	1.400	1.400	1.21	1.21
MH-45	MH-98	2.020	0.190	2.210	0.022	12.00	0.47	384.81	80.00	63.50	76.93	32.30	0.22	0.59	668.62	PVC	45.73	1.18	0.009	1.52	38.78	0.53	17.24	1.06	0.93	1.17	1.62	0.62	8	0.180	0.54	1078.868	1079.36	1077.468	1076.930	0.000	1.400	2.430	1.21	2.24
MH-98	MH-87	2.210	0.230	2.440	0.024	12.47	0.34	375.16	80.00	63.50	77.94	33.06	0.23	0.62	727.15	PVC	48.42	2.54	0.009	2.24	57.01	1.14	12.76	1.06	0.93	1.17	2.38	1.34	8	0.180	1.23	1079.360	1077.10	1076.930	1075.699	0.000	2.430	1.400	2.24	1.21
MH-87	MH-58	2.440	0.090	2.530	0.025	12.80	0.43	368.57	80.00	63.50	78.66	33.60	0.24	0.63	746.03	PVC	40.28	1.08	0.009	1.46	37.24	0.49	20.03	1.06	0.93	1.17	1.56	0.57	8	0.180	0.44	1077.099	1077.20	1075.699	1075.262	0.000	1.400	1.938	1.21	1.75
MH-58	MH-59	2.530	0.130	2.660	0.027	13.24	0.13	360.62	80.00	63.50	79.55	34.28	0.25	0.65	774.14	PVC	27.96	5.55	0.009	3.31	84.24	2.50	9.19	1.06	0.93	1.17	3.52	2.92	8	0.180	1.55	1077.200	1075.11	1075.262	1073.710	0.000	1.938	1.404	1.75	1.21
MH-59	MH-99	2.660	0.100	2.760	0.028	13.37	0.17	358.26	80.00	63.50	79.82	34.49	0.25	0.66	800.06	PVC	46.14	8.83	0.009	4.18	106.22	3.97	7.53	1.06	0.93	1.17	4.44	4.64	8	0.180	4.07	1075.114	1071.04	1073.710	1069.638	0.000	1.404	1.404	1.21	1.21
MH-99	MH-49	2.760	0.250	3.010	0.030	13.54	0.25	355.22	80.00	63.50	80.17	34.75	0.25	0.67	868.06	PVC	67.37	8.77	0.009	4.16	105.89	3.95	8.20	1.06	0.93	1.17	4.43	4.61	8	0.180	5.91	1071.038	1065.13	1069.638	1063.729	0.000	1.400	1.400	1.21	1.21
MH-49	MH-50	3.010	0.090	3.100	0.031	13.79	0.14	350.90	80.00	63.50	80.67	35.14	0.26	0.68	887.39	PVC	25.75	4.40	0.009	2.95	74.99	1.98	11.83	1.06	0.93	1.17	3.13	2.31	8	0.180	1.13	1065.129	1064.00	1063.729	1062.596	0.000	1.400	1.400	1.21	1.21
MH-50	MH-90	3.100	0.350	3.450	0.035	13.93	0.50	348.62	80.00	63.50	80.94	35.35	0.26	0.69	983.66	PVC	86.77	3.81	0.009	2.74	69.79	1.71	14.09	1.06	0.93	1.17	2.92	2.00	8	0.180	3.31	1063.996	1060.69	1062.596	1059.290	0.000	1.400	1.400	1.22	1.22
MH-90	MH-71	3.450	0.170	3.620	0.036	8.00	0.22	502.74	80.00	63.50	67.03	25.05	0.15	0.40	1273.73	PVC	43.25	3.54	0.009	3.11	129.29	2.03	9.85	1.06	0.93	1.17	3.31	2.38	10	0.230	1.53	1060.690	1059.16	1059.290	1057.760	0.000	1.400	1.400	1.16	1.16
MH-71	MH-72	3.620	0.120	3.740	0.037	8.22	0.22	493.91	80.00	63.50	67.65	25.49	0.15	0.41	1303.44	PVC	30.66	1.76	0.009	2.20	91.23	1.01	14.29	1.06	0.93	1.17	2.34	1.18	10	0.230	0.54	1059.160	1058.62	1057.760	1057.220	0.000	1.400	1.400	1.16	1.16
MH-72	MH-69	3.740	0.230	3.970	0.040	8.44	0.29	485.43	80.00	63.50	68.25	25.92	0.16	0.42	1370.67	PVC	59.69	3.82	0.009	3.24	134.37	2.20	10.20	1.06	0.93	1.17	3.44	2.57	10	0.230	2.28	1058.620	1056.34	1057.220	1054.939	0.000	1.400	1.400	1.16	1.16
MH-69	MH-70	3.970	0.130	4.100	0.041	8.00	0.09	502.74	80.00	63.50	67.03	25.05	0.15	0.40	1442.63	PVC	30.45	9.30	0.009	5.05	209.60	5.35	6.88	1.06	0.93	1.17	5.37	6.24	10	0.230	2.83	1056.339	1053.61	1054.939	1052.108	0.000	1.400	1.500	1.16	1.26
MH-70	MH-96	4.100	0.220	4.320	0.043	8.09	0.16	498.86	80.00	63.50	67.30	25.24	0.15	0.40	1513.71	PVC	54.93	10.69	0.009	5.41	224.77	6.15	6.73	1.06	0.93	1.17	5.75	7.18	10	0.230	5.87	1053.608	1048.00	1052.108	1046.235	0.000	1.500	1.760	1.26	1.52
MH-96	MH-97	4.320	0.180	4.500	0.045	10.00	0.14	433.89	80.00	63.50	72.32	28.87	0.19	0.49	1459.59	PVC	45.61	10.04	0.009	5.25	217.84	5.78	6.70	1.06	0.93	1.17	5.58	6.75	10	0.230	4.58	1047.995	1043.05	1046.235	1041.654	0.000	1.760	1.400	1.52	1.16
MH-97	MH-102	4.500	0.210	4.710	0.047	8.00	0.27	502.74	80.00	63.50	67.03	25.05	0.15	0.40	1657.26	PVC	56.31	3.94	0.009	3.28	136.36	2.26	12.15	1.06	0.93	1.17	3.49	2.64	10	0.230	2.22	1043.054	1040.84	1041.654	1039.438	0.000	1.400	1.400	1.16	1.16
MH-102	MH-65	4.710	0.170	4.880	0.049	8.27	0.16	491.89	80.00	63.50	67.79	25.59	0.15	0.41	1696.98	PVC	47.05	8.10	0.009	4.71	195.60	4.66	8.68	1.06	0.93	1.17	5.01	5.44	10	0.230	3.81	1040.838	1037.70	1039.438	1035.628	0.000	1.400	2.070	1.16	1.83
MH-65	MH-66	4.880	0.110	4.990	0.050	8.43	0.07	485.84	80.00	63.50	68.22	25.90	0.16	0.42	1723.61	PVC	30.12	15.09	0.009	6.43	267.04	8.68	6.45	1.06	0.93	1.17	6.84	10.14	10	0.230	4.55	1037.700	1034.00	1035.628	1031.082	0.000	2.072	2.917	1.83	2.68
MH-66	MH-84	4.990	0.130	5.120	0.051	8.00	0.11	502.74	80.00	63.50	67.03	25.05	0.15	0.40	1801.52	PVC	35.51	10.06	0.009	5.25	217.99	5.78	8.26	1.06	0.93	1.17	5.58	6.75	10	0.230	3.57	1033.999	1028.91	1031.082	1027.511	0.000	2.917	1.400	2.68	1.16
MH-84	MH-63	5.120	0.420	5.540	0.055	8.11	0.50	498.39	80.00	63.50	67.33	25.27	0.15	0.40	1940.21	PVC	122.98	5.54	0.009	3.89	161.74	3.18	12.00	1.06	0.93	1.17	4.14	3.72	10	0.230	6.81	1028.911	1022.10	1027.511	1020.702	0.000	1.400	1.400	1.16	1.16
MH-63	MH-64	5.540	0.110	5.650	0.057	8.60	0.15	479.27	80.00	63.50	68.70	26.25	0.16	0.43	1937.12	PVC	29.64	3.61	0.009	3.15	130.66	2.08	14.83	1.06	0.93	1.17	3.34	2.43	10	0.230	1.07	1022.102	1021.03	1020.702	1019.631	0.000	1.400	1.400	1.17	1.17
MH-64	MH-127	5.650	0.330	5.980	0.060	8.75	0.62	473.90	80.00	63.50	69.10	26.53	0.16	0.43	2037.65	PVC	90.45	1.89	0.009	2.27	94.40	1.08	21.58	1.06	0.93	1.17	2.42	1.27	10	0.230	1.71	1021.0								

#### 9.4. ANEXO 4.

#### Resumen de las actuaciones de mejora

Nudo inicial	Nudo final	Conducto	Tipo de conducto	Diámetro existente	Diámetro actuación
MH-22	MH-21	C6	CIRCULAR	0,2	0,227
MH-25	MH-26	C7	CIRCULAR	0,227	0,362
MH-27	MH-28	C8	CIRCULAR	0,182	0,671
MH-29	MH-14	C9	CIRCULAR	0,2	0,671
MH-21	MH-31	C10	CIRCULAR	0,2	0,227
MH-32	MH-33	C11	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-40	MH-41	C14	CIRCULAR	0,145	0,227
MH-44	MH-45	C15	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-47	MH-46	C16	CIRCULAR	0,362	1,05
MH-35	MH-48	C17	CIRCULAR	0,362	1,05
MH-49	MH-50	C18	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-51	MH-52	C19	CIRCULAR	0,9	1,355
MH-53	MH-54	C20	CIRCULAR	0,2	0,315
MH-48	MH-55	C21	CIRCULAR	0,362	1,05
MH-56	MH-57	C22	CIRCULAR	0,284	0,671
MH-58	MH-59	C23	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-61	MH-62	C24	CIRCULAR	0,2	0,671
MH-62	MH-29	C25	CIRCULAR	0,2	0,671
MH-63	MH-64	C26	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-65	MH-66	C27	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-69	MH-70	C28	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-71	MH-72	C29	CIRCULAR	0,2	0,595

Nudo inicial	Nudo final	Conducto	Tipo de conducto	Diámetro existente	Diámetro actuación
MH-54	MH-19	C30	CIRCULAR	0,2	0,315
MH-73	MH-47	C31	CIRCULAR	0,362	1,05
MH-74	MH-75	C32	CIRCULAR	0,2	0,284
MH-76	MH-77	C33	CIRCULAR	0,2	0,2
MH-78	MH-55	C34	CIRCULAR	0,182	0,452
MH-55	MH-73	C35	CIRCULAR	0,362	1,05
MH-31	MH-62	C36	CIRCULAR	0,2	0,315
MH-79	MH-80	C37	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-81	MH-26	C38	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-83	MH-27	C39	CIRCULAR	0,182	0,671
MH-66	MH-84	C40	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-85	MH-86	C41	CIRCULAR	0,145	0,182
MH-87	MH-58	C42	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-90	MH-71	C44	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-91	MH-56	C45	CIRCULAR	0,2	0,327
MH-92	MH-93	C46	CIRCULAR	0,25	0,671
MH-94	MH-95	C47	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-45	MH-98	C48	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-59	MH-99	C49	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-101	MH-51	C51	CIRCULAR	0,9	0,9
MH-102	MH-65	C52	CIRCULAR	0,184	0,595
MH-98	MH-87	C53	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-104	MH-47	C54	CIRCULAR	0,182	0,452
MH-95	MH-44	C55	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-106	MH-94	C56	CIRCULAR	0,182	0,407

Nudo inicial	Nudo final	Conducto	Tipo de conducto	Diámetro existente	Diámetro actuación
MH-70	MH-96	C57	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-97	MH-102	C58	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-33	MH-106	C59	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-110	MH-73	C61	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-72	MH-69	C63	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-80	MH-32	C64	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-112	MH-28	C65	CIRCULAR	0,25	0,25
MH-113	MH-114	C66	CIRCULAR	0,2	0,315
MH-115	MH-25	C67	CIRCULAR	0,227	0,182
MH-114	MH-53	C68	CIRCULAR	0,2	0,315
MH-26	MH-56	C69	CIRCULAR	0,284	0,671
MH-120	MH-121	C70	CIRCULAR	0,2	0,182
MH-122	MH-9	C71	CIRCULAR	0,227	0,452
MH-99	MH-49	C72	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-124	MH-125	C73	CIRCULAR	0,25	0,25
MH-126	MH-7	C74	CIRCULAR	0,25	0,284
MH-127	MH-92	C75	CIRCULAR	0,227	0,671
MH-128	MH-12	C76	CIRCULAR	0,227	0,182
MH-121	MH-75	C77	CIRCULAR	0,2	0,407
MH-131	MH-132	C78	CIRCULAR	0,2	0,227
MH-133	MH-125	C80	CIRCULAR	0,2	0,284
MH-50	MH-90	C81	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-5	MH-111	C82	CIRCULAR	0,45	0,823
MH-28	MH-77	C83	CIRCULAR	0,5	1,05
MH-136	MH-75	C84	CIRCULAR	0,7	0,899

Nudo inicial	Nudo final	Conducto	Tipo de conducto	Diámetro existente	Diámetro actuación
MH-86	MH-137	C85	CIRCULAR	0,7	0,823
MH-137	MH-136	C86	CIRCULAR	0,7	0,823
MH-138	MH-139	C87	CIRCULAR	0,182	0,452
MH-12	MH-139	C88	CIRCULAR	0,227	0,452
MH-64	MH-127	C89	CIRCULAR	0,2	0,671
MH-139	MH-9	C90	CIRCULAR	0,227	0,823
MH-142	MH-51	C91	CIRCULAR	0,7	0,899
MH-52	MH-143	C92	CIRCULAR	0,9	1,355
MH-125	MH-107	C93	CIRCULAR	0,4	0,452
MH-111	R22	C94	CIRCULAR	0,7	0,823
MH-75	MH-142	C96	CIRCULAR	0,7	0,899
MH-77	MH-108	C97	CIRCULAR	0,7	1,127
MH-108	MH-34	C98	CIRCULAR	1	1,5
MH-145	MH-9	C99	CIRCULAR	0,2	0,182
MH-132	MH-113	C101	CIRCULAR	0,2	0,227
MH-93	MH-146	C102	CIRCULAR	0,25	0,671
MH-143	MH-141	C103	CIRCULAR	0,9	1,507
MH-84	MH-63	C104	CIRCULAR	0,182	0,595
MH-140	MH-147	C105	CIRCULAR	1	1,507
MH-148	MH-79	C106	CIRCULAR	0,182	0,284
MH-146	MH-36	C107	CIRCULAR	0,25	0,671
MH-149	O-5	C108	CIRCULAR	1	0,407
MH-147	MH-149	C110	CIRCULAR	1	1,507
MH-19	MH-61	C111	CIRCULAR	0,2	0,671
MH-118	MH-117	C112	CIRCULAR	0,182	0,315

Nudo inicial	Nudo final	Conducto	Tipo de conducto	Diámetro existente	Diámetro actuación
MH-117	MH-135	C113	CIRCULAR	0,182	0,315
MH-135	MH-103	C114	CIRCULAR	0,182	0,315
MH-103	MH-89	C115	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-89	MH-88	C116	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-88	MH-105	C117	CIRCULAR	0,182	0,407
MH-105	MH-24	C118	CIRCULAR	0,182	0,595
MH-24	MH-23	C119	CIRCULAR	0,182	0,595
MH-60	MH-19	C120	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-116	MH-43	C121	CIRCULAR	0,2	0,182
MH-43	MH-154	C122	CIRCULAR	0,182	0,362
MH-82	MH-68	C124	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-68	MH-67	C125	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-67	MH-73	C126	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-39	MH-38	C127	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-38	MH-46	C128	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-161	MH-38	C129	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-154	MH-55	C130	CIRCULAR	0,182	0,362
MH-163	MH-77	C131	CIRCULAR	0,25	0,25
MH-57	MH-28	C133	CIRCULAR	0,362	0,823
MH-23	MH-60	C134	CIRCULAR	0,182	0,595
MH-130	MH-5	C135	CIRCULAR	0,2	0,284
MH-123	MH-7	C136	CIRCULAR	0,2	0,182
122	MH-7	C138	CIRCULAR	0,25	0,25
MH-144	MH-111	C140	CIRCULAR	0,182	0,284
MH-141	MH-140	C141	CIRCULAR	0,9	1,507

Nudo inicial	Nudo final	Conducto	Tipo de conducto	Diámetro existente	Diámetro actuación
MH-107	MH-101	C142	CIRCULAR	0,9	0,9
MH-134	MH-107	C143	CIRCULAR	0,145	0,182
MH-96	MH-97	C144	CIRCULAR	0,2	0,595
MH-16	MH-107	C100	CIRCULAR	0,2	0,2
R22	MH-108	T2	CIRCULAR	0,8	1,295
MH-14	O-4	C50	CIRCULAR	0,2	0,671
MH-9	MH-86	C62	CIRCULAR	0,2	0,823
MH-129	MH-5	C95	CIRCULAR	0,3	0,823
MH-41	MH-12	C60	CIRCULAR	0,145	0,227
MH-7	MH-129	C79	CIRCULAR	0,3	0,823
P64	MH-68	T7	CIRCULAR	0,182	0,182
P65	MH-57	T8	CIRCULAR	0,182	0,182
MH-46	P66	T16	CIRCULAR	0,362	1,202
P66	MH-141	T17	CIRCULAR	0,362	1,202
P66	MH-140	T18	CIRCULAR	0,362	1,202
MH-36	MH-83	T19	CIRCULAR	0,362	0,671
MH-34	MH-35	C12	CIRCULAR	0,362	0,227
		9	RECT_OPEN		1,7
		1	RECT_OPEN		1,7