

Trabajo Fin de Máster

DISEÑO DE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN POBLACIONES RURALES DE LA SIERRA NORTE DEL ECUADOR; APLICACIÓN A LA PARROQUIA LITA

Intensificación: *HIDRÁULICA URBANA*

Autor:

LEONARDO BAYAS JIMÉNEZ

Tutor:

DRA. CARMEN HERNÁNDEZ - CRESPO

Cotutor:

DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

FEBRERO, 2018



**UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA**

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Diseño de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales en poblaciones rurales de la sierra norte del Ecuador; aplicación a la parroquia Lita.

Título del TFM en inglés: Design of artificial wetlands for the treatment of wastewater in rural populations of the sierra norte of Ecuador; application to Lita county.

Alumno: LEONARDO BAYAS JIMÉNEZ

Tutor: DRA. CARMEN HERNÁNDEZ – CRESPO

Cotutor: DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

Fecha de Lectura: FEBRERO, 2018

Resumen

La constitución ecuatoriana en su artículo 14 reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, que garantice la sostenibilidad y el buen vivir.

El agua no solo se usa para el consumo vital de las personas sino también para su actividad y bienestar. El agua usada se convierte en vehículo de desechos que deben ser gestionadas de manera eficiente y sostenible, considerando la interrelación entre las características propias de la población y el entorno en el que se emplazan.

El principal problema que deben superar las poblaciones rurales del Ecuador es la falta de infraestructura sanitaria para el tratamiento de las aguas residuales, si a esto se suma la poca información que se tiene del funcionamiento de las redes de saneamiento, se propicia una tendencia a mala gestión de las aguas residuales. Si se toma en cuenta que estas poblaciones comparten características sociales, económicas, demográficas y climatológicas, se pueden proponer acciones que mejoren sus sistemas de saneamiento, cumpliendo con los postulados del buen vivir de la república del Ecuador.

Diseñar un sistema de tratamiento de las aguas de acuerdo a las características de las poblaciones rurales de la Sierra Norte del Ecuador es el objetivo. En estos lugares, se pueden adquirir superficies grandes de terreno a un bajo coste, razón principal por la que se escoge a los humedales artificiales como sistema de tratamiento.

Como ejemplo de aplicación se selecciona a la parroquia Lita, una de las poblaciones rurales más grandes del norte del Ecuador, con una población actual 1 221 habitantes, no cuenta con un tratamiento de sus aguas residuales previo a su vertido en el río Lita. Se propone la implantación de un sistema de depuración mediante humedales artificiales de flujo horizontal subsuperficial con etapas previas de desbaste, desarenado y tratamientos primarios mediante el uso de tanques Imhoff. Los lodos resultantes del tratamiento serán gestionados localmente, para lo cual se diseñará eras de secado. El lodo deshidratado será usado en actividades de agricultura.

Para garantizar un buen funcionamiento del sistema de tratamiento, es primordial un buen funcionamiento de las redes de saneamiento, este apartado también será abordado en el presente trabajo, mediante el levantamiento de la información necesaria para elaborar un modelo matemático de la red y su posterior evaluación.

SUMMARY

Article 14 of the Ecuadorian Constitution recognizes people's right to live in a healthy and ecologically balanced environment, that can guarantee sustainability and good living.

Water is not only used for the vital consumption of the people but it is also used in their activity and well-being. The used water becomes a waste vehicle that, considering the interrelationship between the population and their environment, must be managed efficiently and in a sustainable way.

The main problem that Ecuador's rural population must overcome is the lack of sanitary infrastructure for wastewater treatment. If the lack of information about sewage networks operation is added, a tendency towards bad management of wastewater is favored. Taking into account that these populations share social, economic, demographic and climatological characteristics, actions can be proposed to improve their sanitation systems and therefore comply with the postulates of good living of the Republic of Ecuador.

Designing a water treatment system according to the characteristics of the rural populations of the Sierra Norte region of Ecuador is the objective. In these places, large areas of land can be acquired at a low cost. Main reason for choosing artificial wetlands as a treatment system.

As an applied example Lita county was selected. This is one of the largest rural populations in northern Ecuador and has a population of 1 221 inhabitants currently. Wastewater in this county is not treated prior to its discharge into the Lita river. The implantation of a treatment system that uses artificial wetlands of subsuperficial horizontal flow with previous stages of roughing, desanding and primary treatments using Imhoff tanks is therefore proposed. The resulting sludge from the treatment will be managed locally, for this sludge drying beds will be designed. The dehydrated mud will be used in agricultural activities.

The resulting sludge from the treatment will be managed locally, for this sludge drying beds will be designed. The dehydrated mud will be used in agricultural activities.

To ensure the correct functioning of the designed wastewater treatment system, a good functioning of sewerage networks is essential. To guarantee the system efficiency a mathematical model of the network will be prepared and evaluated as a part of the present study.

Palabras clave: Agua, tratamiento, residual, humedal, diseño.

Keywords: Water, treatment, residual, wetland, design.

ÍNDICE GENERAL

1. Introducción	1
2. Objetivos	3
2.1. Objetivo general	3
2.2. Objetivos específicos	3
3. Conceptos previos	5
3.1. Las aguas residuales urbanas	5
3.2. Redes de saneamiento	6
3.3 Caudales	7
3.4. Humedales artificiales	8
3.4.1. Definición y conceptos previos	8
3.4.2. Aplicaciones	8
3.4.3. Mecanismos de depuración	9
3.4.3.1. Materia en suspensión	9
3.4.3.2. Materia Orgánica	10
3.4.3.3. Nitrógeno	11
3.4.3.4. Fósforo	12
3.4.3.5. Patógenos	13
3.4.3.6. Metales Pesados	14
3.4.4. Etapas del sistema de depuración	14
3.4.4.1. Pretratamientos	15
3.4.4.2. Tratamiento primario	16
3.4.4.3. Tratamiento secundario	18
3.4.5. Tipos de Humedales Artificiales	18
3.4.5.1. Tipos de humedales artificiales de flujo subsuperficial	20
3.4.6. Rendimientos de humedales de flujo subsuperficial	22
4. Caso de estudio	23
4.1. Ubicación	23
4.2. Área de proyecto	24
4.3. Características del lugar	24
4.4. Población de diseño	28
4.4.1. Población actual	28
4.4.2. Población de diseño	28
4.4.3. Índice de crecimiento	29

4.5. Cantidad y Calidad de las aguas residuales domesticas.....	30
4.5.1. Determinación de caudales.....	30
4.5.2. Constituyentes de las aguas residuales.....	34
4.6. Evaluación de sistemas de redes de saneamiento.....	37
4.6.1. Obtención de Información	37
4.6.2. Preparación de datos para el modelo	42
4.6.3. Elaboración de modelo SWMM	45
4.6.4. Evaluación de la red de saneamiento	49
4.6.5. Solución planteada.....	53
4.7. Diseño del Sistema de depuración.....	63
4.7.1. Pretratamiento.....	63
4.7.2. Tratamiento primario.....	69
4.7.2.1. Dimensionamiento Tanques Imhoff.....	69
4.7.2.2. Gestión de los lodos	82
4.7.3. Tratamiento secundario.....	84
4.7.3.1. Dimensionamiento Humedal artificial subsuperficial de flujo horizontal.....	84
4.7.3.2. Selección de la ubicación	95
4.7.3.3. Sistema de distribución y recogida	99
4.7.3.4. Medio Granular	103
4.7.4.5. Impermeabilización.....	104
4.7.4.6. Plantación.....	105
4.7.4. Resumen de Cálculos.....	106
5. Resumen y conclusiones	109
6. Bibliografía	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Composición típica de un agua residual urbana según el nivel de concentración de los parámetros contaminantes.....	5
Tabla 2. Mecanismos de depuración en un humedal artificial.	13
Tabla 3. Comparación entre humedales de flujo superficial y humedales de flujo subsuperficial.	20
Tabla 4. Rendimientos medios de humedales de flujo subsuperficial.....	22
Tabla 5. Caudales Medios mensuales de la subcuenca Lita Mira	25
Tabla 6. Coeficientes de retorno según tipo de consumo.	31
Tabla 7. Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades.....	33
Tabla 8. Caudales máximos horarios.....	34

Tabla 9. Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria en pequeños municipios.....	35
Tabla 10. Concentración de contaminantes en el influente a tratar y límites permisibles en España y Ecuador	36
Tabla 11. Datos recolectados en pozos de visita	41
Tabla 12. Valores de infiltración en tuberías.	42
Tabla 13. Aportes de caudal sistema de redes de saneamiento parroquia Lita	44
Tabla 14. Valores del coeficiente n de Manning para distintos materiales.	46
Tabla 15. Coeficientes de rugosidad recomendados.	46
Tabla 16. Velocidades máximas en redes de saneamiento	50
Tabla 17. Tramos que presentan sobrecarga.....	52
Tabla 18. Horas que el tramo p68 supera la capacidad máxima establecida.	52
Tabla 19. Niveles medios y máximos en pozos de visita.....	56
Tabla 20. Resumen de trabajos a realizar para mejorar el sistema.	57
Tabla 21. Caudales proyectados a futuro que recibirá la red de saneamiento.	59
Tabla 22. Niveles medios y máximos en pozos de visita con caudal proyectado a futuro.	61
Tabla 23. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejillas.....	63
Tabla 24. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenadores.....	66
Tabla 25. Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff.	70
Tabla 26. Resultados de remoción de contaminantes en el tratamiento primario.....	86
Tabla 27. Resultados obtenidos en tratamiento con humedal artificiales subsuperficiales de flujo horizontal	88
Tabla 28. Órdenes 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...89	89
Tabla 29. Resumen de Población y Caudales	106
Tabla 30. Resumen Pretratamiento	107
Tabla 31. Resumen tratamiento primario.....	108
Tabla 32. Tratamiento secundario	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal.....	9
Figura 2. Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica en los humedales.....	10
Figura 3. Esquema de los procesos de depuración en un sistema de plantas emergentes.....	14
Figura 4. Línea de pretratamiento estándar para depuradoras de pequeñas poblaciones.	15
Figura 5. Reja de desbaste de limpieza manual.	16
Figura 6. Esquema de una fosa séptica con dos cámaras.	17
Figura 7. Esquema de un Tanque Imhoff.	18
Figura 8. Humedales artificiales de flujo superficial.	19
Figura 9. Humedales artificiales de flujo subsuperficial. Tomado de:	19
Figura 10. Clasificación de humedales artificiales.....	20

Figura 11. Humedal con flujo subsuperficial horizontal.....	21
Figura 12. Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical.....	22
Figura 13. Ubicación del proyecto.....	23
Figura 14. Confluencia del río Lita y el río Mira	25
Figura 15. Caudales medios mensuales de la subcuenca Lita - Mira	25
Figura 16. Fotografía centro de la cabeza cantonal de Lita	26
Figura 17. Tipos de viviendas de la cabecera parroquial de Lita.....	27
Figura 18. Carretera Ibarra-San Lorenzo (ingreso a la parroquia Lita).....	27
Figura 19. Calles de la cabecera parroquial de Lita.....	28
Figura 20. Variación del índice de crecimiento en Lita. Fuente: INEC	29
Figura 21. proyección poblacional de Lita.....	30
Figura 22. Consumo mensual medio de agua potable en viviendas de Lita	30
Figura 23. Curvas de nivel obtenidas.	38
Figura 24. Superficie del área del proyecto.	38
Figura 25. Pozo de visita en la parroquia Lita	39
Figura 26. Detalle de pozos de visita.....	40
Figura 27. Detalle simplificaciones realizadas en la red.....	45
Figura 28. Variación diaria del consumo de agua potable	48
Figura 29. Coeficientes de modulación media horaria	48
Figura 30. Modelo Red de saneamiento parroquia Lita.....	49
Figura 31. Variación de la velocidad en tramos p1, p2, p52, p53	50
Figura 32. Variación de la velocidad en tramos p54, p61, p72	51
Figura 33. Variación de niveles en pozo de visita n69	52
Figura 34. Perfil de tramos que presentan sobrecarga.....	53
Figura 35. Trazado en perfil propuesto para solucionar problemas de sobrecarga	53
Figura 36. Perfil del nuevo trazado	54
Figura 37. Evolución de los niveles en el pozo de visita n69.....	56
Figura 38. Evolución en el tiempo de la capacidad de los tramos p35, p36, p65, p66, p67, p68..	57
Figura 39. Evolución en el tiempo de la velocidad de los tramos p1, p2, p53, p54, p72 con caudal proyectado a futuro.	62
Figura 40. Evolución de la capacidad en los tramos p35,p36, p65, p66, p67, p68.	62
Figura 41. Esquema del sistema de depuración para la parroquia lita	63
Figura 42. Corte longitudinal canal de desbaste.....	68
Figura 43. Vista en planta del canal de desbaste.....	69
Figura 44. Reja de gruesos y finos.....	69
Figura 45. Esquema de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular.	72
Figura 46. Dimensiones de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular	76
Figura 47. Esquema de un tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos	78
Figura 48. Dimensiones tanque Imhoff para sistema de la parroquia Lita	82
Figura 49. Era de sacado (Planta).....	83
Figura 50. Detalle medio granular de la era de secado.....	84
Figura 51. Terrenos del antiguo sistema de tratamiento de la parroquia Lita	96
Figura 52. Curvas de nivel del terreno en el que se implantará el sistema.	96
Figura 53. Implantación Sistema de depuración con humedales artificiales para la parroquia Lita	97
Figura 54. Detalle implantación celda.....	98

Figura 55. Detalle Implantación Tratamiento previo y Tratamiento primario.....	98
Figura 56. Detalle Implantación era de secado.....	99
Figura 57. Arqueta de distribución Humedal artificial (planta).....	100
Figura 58. Arqueta de distribución Humedal Artificial (Alzado)	101
Figura 59. Zona de entrada en un humedal de flujo subsuperficial horizontal	102
Figura 60. Detalle canal de distribución	102
Figura 61. Zona de salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal.....	103
Figura 62. Arqueta de salida de un humedal de flujo subsuperficial horizontal	103
Figura 63. Distribución medio granular del humedal artificial.....	104
Figura 64. Penetración de los rizomas en el sustrato (aproximadamente 30cm.) tras cinco años de operación. Planta experimental de Carrión de los Céspedes.	104
Figura 65. Operaciones de colocación de una geomembrana en un humedal artificial.....	105
Figura 66. Detalle de la zona de rizomas y de raíces de una planta de carrizo (<i>Phragmites australis</i>)	105
Figura 67. Detalle del aerénquima de una planta de carrizo (<i>Phragmites australis</i>).	106

1. Introducción

Las poblaciones rurales de la sierra norte del Ecuador tienen características muy similares en cuanto al manejo de las aguas residuales. Poseen redes del tipo sanitario construidas de acuerdo al crecimiento de la población, en muchos casos sin planificación y no cuentan con tratamiento alguno de las aguas residuales. Las redes terminan en las márgenes de los ríos más cercanos donde vierten las aguas residuales, ocasionando fuertes impactos ambientales.

Se caracterizan, además, por ser poblaciones de bajos recursos económicos, dedicadas a la agricultura y con ausencia de industria. Son poblaciones que no superan los 2 000 habitantes y en donde el valor del suelo es muy bajo. Se trata de poblaciones donde las limitaciones financieras no permiten realizar grandes inversiones en la infraestructura existente y en la energía eléctrica es subsidiada para el uso doméstico.

Implementar técnicas de gestión aguas residuales desde su recolección hasta su vertido al medio receptor garantizando la salubridad donde, se priorice el uso de infraestructura existente, de la superficie disponible y evitando en lo posible el uso energía eléctrica, parece ser una alternativa viable, para solucionar las necesidades básicas de saneamiento de estas poblaciones.

Los humedales artificiales tradicionalmente se han utilizado para tratar el agua residual de pequeñas poblaciones. La razón principal para su implementación es su facilidad de operación, las tareas de mantenimiento pueden ser realizadas por la población y con recursos propios. Estas características suponen una ventaja de los humedales artificiales en comparaciones con sistemas de depuración convencionales.

Si se suma la similitud de estos sistemas con procesos naturales y el no uso de sustancias químicas y energía que se requieren los sistemas convencionales. Se puede decir que los tratamientos de aguas residuales con humedales artificiales se orientan hacia la autosuficiencia y la sostenibilidad.

De acuerdo al diagnóstico de estadística del agua en Ecuador realizado en 2012. El tratamiento de las aguas residuales tanto domesticas como industriales era de apenas el solo 7% y se ubicaban principalmente en el austro del país. Razón por la cual la intervención en este tema es además de necesaria, urgente.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

El objetivo del presente trabajo es presentar una alternativa accesible de gestión de las aguas residuales para las poblaciones rurales de la sierra norte del Ecuador. En particular se considera la aplicación de humedales artificiales como sistema de tratamiento que se caracteriza por su sencillez de operación y su integración paisajística.

2.2. Objetivos específicos

El objetivo general del presente trabajo final de máster se puede desglosar en los siguientes objetivos específicos:

1. Conocer los mecanismos de depuración que se producen en un humedal artificial y elegir un tipo de sistema conveniente de acuerdo con las características del lugar.
2. Realizar el diseño de un sistema de humedales artificiales para el tratamiento de las aguas residuales que contemple las etapas de pretratamiento, tratamiento primario y secundario a fin de obtener un efluente que cumpla con las normativas vigentes. Para ello, se seguirán los criterios de diseño de la bibliografía de referencia.
3. Evaluar el funcionamiento de las redes de saneamiento y realizar mejoras si fuera necesario para garantizar un buen funcionamiento del sistema de tratamiento.

3. Conceptos previos

3.1. Las aguas residuales urbanas

Las aguas residuales urbanas son las que se han utilizado en usos domésticos (inodoros, fregaderos, lavadoras, lavabos y friegaplatos) y que pueden contener, además, algún residuo de los arrastres de las aguas de lluvia por una parte y de actividades industriales urbanas por otra.

Trapote (2011) señala que: “Entre los compuestos que se pueden encontrar en el agua residual urbana de origen doméstico pueden citarse: microorganismos, urea, albúmina, proteínas, ácidos acético y láctico, bases jabonosas y almidones; aceites animales, vegetales y minerales; gases: sulfhídrico, o sulfuro de hidrogeno (H_2S), metano (CH_4), etc.; sales: bicarbonato, sulfatos, fosfatos, nitritos, nitratos, etc. La incorporación de sales por el uso del agua en una ciudad se estima en un incremento de 35-80 ppm.”

Desde el punto de vista práctico de la Ingeniería Sanitaria, interesa destacar la composición del agua residual en función del tipo de sustancia incorporada: materia líquida con elementos disueltos, materia sólida y materia viva.

De acuerdo a Metcalf y Eddy (2000) una composición típica de un agua residual urbana tendría las concentraciones que se indican en la Tabla 1.

COMPOSICIÓN TÍPICA DE UN AGUA RESIDUAL URBANA			
PARÁMETRO	CONCENTRACIÓN (mg/l)		
	FUERTE	MEDIA	DÉBIL
Sólidos Totales ST	1 200	720	350
Sólidos en suspensión (SS)	350	220	100
Sólidos Disueltos (SD)	850	500	250
Demanda Bioquímica de Oxígeno a 5 días (DBO_5)	400	220	110
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	1 000	500	250
Carbono Orgánico Total (COT)	290	160	80
Nitrógeno Total (Nt)	85	40	20
Fósforo total (Pt)	15	8	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como $CaCO_3$)	200	100	50
Grasas	150	100	50

Tabla 1. Composición típica de un agua residual urbana según el nivel de concentración de los parámetros contaminantes. Tomado de: (Metcalf y Eddy, 2000).

3.2. Redes de saneamiento

Las redes de saneamiento tienen una función equivalente a las redes de distribución en los abastecimientos de agua con una gran diferencia; las redes de distribución tienen como función el abastecimiento de un caudal definido entre sus usuarios, mientras que las redes de saneamiento se encargan de recoger las aguas usadas de estos mismos usuarios (y la precipitación si es el caso) y transportarlas a uno o varios puntos desde los cuales resulte fácil su devolución a la naturaleza previo su tratamiento.

Una red de saneamiento es un esquema complejo de tuberías, cuyos objetivos principales son:

1. Evacuar las aguas residuales y pluviales que se producen en una población. En ocasiones, se evacúan solo aquellas aguas cuya peligrosidad sanitaria o características organolépticas así lo requieran y se deja discurrir en superficie las restantes, producto de las lluvias.
2. Concentrar las aguas que en un inicio son dispersas, en puntos donde puedan ser adecuadamente tratadas y devueltas al medio natural, requisito indispensable en la actualidad.

3.2.1 Clasificación de las redes de saneamiento

De acuerdo a Trapote (2011) las redes de saneamiento se clasifican en función del tipo de agua que han de transportar o según el funcionamiento hidráulico de la red.

3.2.1.1. Según el tipo de agua a transportar

Según el tipo de agua a transportar, las redes de saneamiento pueden ser unitarias o separativas.

Redes unitarias

Redes unitarias son las que conducen de forma conjunta las aguas residuales y las de escorrentía. La red se dimensionará entonces, con capacidad suficiente para acoger en un mismo conducto las aguas residuales y las aguas generadas en la cuenca en estudio.

Redes separativas

La red se compone de dos conductos independientes uno para el transporte de las aguas residuales de origen doméstico, comercial o industrial hasta la EDAR, y la otra conduce las aguas de escorrentía hasta el medio receptor.

Las redes unitarias tienen como principal ventaja el que con una sola red se recoge todas las aguas a evacuar, con secciones de paso iguales o ligeramente mayores que las dimensionadas para la red de drenaje del sistema separativo, teniendo una mayor economía de construcción. Trapote (2011) señala que: *“el coste de las dos tuberías, hidráulicamente equivalentes en conjunto a la única, es el orden de 1,5 a 2 veces mayor, además de tener que sumar a esto el doble coste de las acometidas.”*

Además de los dos tipos antes expuestos, se pueden añadir, dos sub tipos:

Redes mixtas

En las redes mixtas, una parte de la red está diseñada como unitaria y el resto como separativa.

Redes seudo-separativas

En este caso, existe una red de saneamiento para el transporte solo de las aguas residuales, mientras que las aguas pluviales discurren por la superficie hasta el cuerpo receptor.

3.2.1.2. Según su funcionamiento hidráulico

Según su funcionamiento hidráulico las redes de saneamiento pueden ser:

Redes de saneamiento por gravedad

El agua discurre por la red por efecto de la pendiente de las conducciones, debida a la diferencia de cotas, puede hacerlo de dos maneras: en lámina libre o en presión, en función de la relación entre el caudal circulante y la capacidad hidráulica de la conducción. Cuando la línea piezométrica del conducto en presión alcanza la cota del terreno, se dice entonces que entra en carga, desborda a la calle por pozos de visita (saltos de tapa) y por los imbornales.

Redes de saneamiento por bombeo

El agua se moviliza por los conductos bajo presión hidráulica interior proporcionada por un grupo de bombeo situado aguas arriba.

Redes de saneamiento por vacío

En las redes de saneamiento por vacío el flujo es bifásico (mezcla de agua y aire), y se transporta por la red de tuberías por efecto de una presión negativa ejercida por un conjunto de compresores situados en una central de vacío.

3.3 Caudales

Las aguas residuales presentan variaciones importantes horarias, diarias e incluso mensuales o estacionales, como es el caso de zonas veraniegas y vacacionales. Estos caudales pueden ser estimados mediante:

- Campañas de aforo
- Caudales de agua de abastecimiento
- Dotaciones de agua residual

Además de las aguas residuales, se debe considerar el caudal que aporta el agua de infiltración en un sistema de redes de drenaje.

El agua de infiltración se presenta en suelos con un nivel freático elevado o cuando el agua lluvia penetra por las juntas de tuberías, por grietas o paredes porosas en el caso de tener redes de saneamiento antiguas y de hormigón. En el caso de tener tuberías de plástico o metálicas la infiltración es casi inexistente.

García Serrano y Corzo Hernández (2012) señalan que El agua de infiltración en las redes de saneamiento por lo general diluyen las aguas residuales y aumentan los caudales. Estas aguas

son muy difíciles de cuantificar debido a que pueden variar por estaciones, por días y hasta por horas.

Otro tipo caudal que se debe considerar en sistemas separativos, mixtos y pseudo separativos, es el llamado de conexiones erradas, que se entiende como la porción de agua lluvia que se recoge en patios, techos y azoteas. Que se conectan a las redes internas y que luego se incorporan a las redes de saneamiento.

Por último, pero no menos importante, se debe determinar el caudal pluvial o de esorrentía. La determinación de este caudal se basa en datos pluviométricos que determinan las máximas precipitaciones que pueden producirse sobre la cuenca. Los datos pluviométricos son frecuentemente insuficientes, a lo que se añade la fuerte variabilidad, tanto temporal como espacial. A esto hay que sumar la dificultad de cuantificar el volumen real de precipitación que efectivamente ingresa al sistema. Estos factores hacen muy compleja la determinación de este caudal.

3.4. Humedales artificiales

3.4.1. Definición y conceptos previos

La convención Ramsar de Humedales (1971) define a los humedales como *“las extensiones de marismas, pantanos y turberas, o superficies cubiertas de agua, sean éstas de régimen natural o artificial, permanentes o temporales, estancadas o corrientes, dulces, salobres o saladas, incluidas las extensiones de agua marina cuya profundidad en marea baja no excede de seis metros”*

Los humedales artificiales o también llamados humedales construidos imitan las condiciones de los humedales naturales, que tienen como característica el estar conformados por lagunas o canales de una profundidad menor a 1 metro. Los humedales artificiales consiguen la depuración de las aguas por interacción entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación y la fauna.

3.4.2. Aplicaciones

Las aguas residuales urbanas tienen una composición característica que posibilita que puedan ser tratadas mediante humedales artificiales.

De acuerdo a Seoáñez Calvo (1999) los humedales artificiales pueden aplicarse en los siguientes tipos de tratamiento:

- Tratamiento previo y tratamiento en humedal
- Tratamiento previo, decantación, y tratamiento en humedal
- Tratamiento previo, tratamiento secundario (biológico) y tratamiento en humedal (como terciario)
- Tratamiento de aguas de tormenta en humedal
- Tratamiento de preparación (neutralización, etc.) y tratamiento de aguas residuales (aguas industriales o aguas mixtas)
- Tratamiento de preparación y tratamiento de aguas de mina en el humedal (aguas de mina y rara vez aguas mixtas)

Otras aplicaciones de los humedales artificiales que nos indican Martín y Hernández-Crespo (2016) son:

Como tratamientos específicos:

- Tratamiento de aguas naturales eutrofizadas
- Tratamiento de Efluentes agroalimentarios
- Tratamiento de Aguas de drenaje agrícola
- Deshidratación de fangos

Y como sistema de renaturalización biológica de efluentes tratados.

3.4.3. Mecanismos de depuración

3.4.3.1. Materia en suspensión

Mediante la combinación de fenómenos de tipo físico denominados como filtración del medio granular, se logra retener la materia en suspensión en los humedales, destacándose la sedimentación que se genera por la baja velocidad de circulación del agua y el tamizado que produce en los intersticios del medio granular. Los procesos antes mencionados se potencian por las fuerzas de adhesión que ocurren entre los sólidos y ayudan en la formación de partículas de mayor tamaño.

García Serrano y Corzo Hernández (2012) sostienen que en los humedales horizontales la materia en suspensión es eliminada cerca de la zona de entrada, pero disminuye de forma exponencial a lo largo del lecho. Es muy común que la eliminación se produzca entre $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{3}$ de la longitud del sistema.

En la Figura 1 se muestra la evolución de la eliminación de la materia en suspensión a lo largo de un humedal artificial.

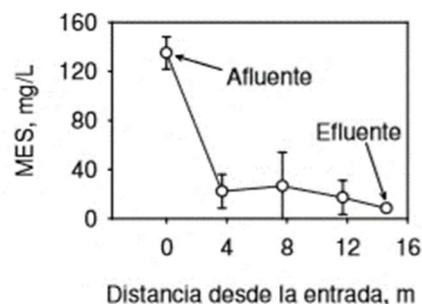


Figura 1. Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal. Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

En los humedales verticales, en los primeros centímetros del medio granular se produce la retención de la materia en suspensión y disminuye mientras aumenta la profundidad, similar a lo que ocurre en los horizontales en función del aumento de la distancia desde la entrada.

El rendimiento de eliminación de la materia en suspensión suele ser muy elevado, según García Serrano y Corzo Hernández (2012) es de más del 90% produciendo efluentes con concentraciones menores de 20 mg/l de forma sistemática.

3.4.3.2. Materia Orgánica

La eliminación de la materia orgánica en humedales es el resultado de la interacción de procesos físicos, químicos y bióticos que suceden de forma simultánea y compleja.

En la entrada de humedales horizontales la materia orgánica particulada es retenida por filtración, mientras que en los humedales verticales se retiene cerca de la superficie. Por fragmentación abiótica la materia particulada, se convierte en partículas más pequeñas que las enzimas extracelulares pueden hidrolizar. García Serrano y Corzo Hernández (2012) sostiene que las bacterias heterótrofas aeróbicas y fermentativas facultativas excretan las enzimas. Al producirse la hidrólisis se forman sustratos sencillos que pueden ser asimilados por estas bacterias. Los ácidos por las bacterias sulfatoredutoras, metanogénicas y por las heterótrofas aeróbicas. Mientras que los sustratos sencillos del agua residual son asimilados directamente sin que requieran ser hidrolizados previamente.

En la Figura 2, se muestran los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica.

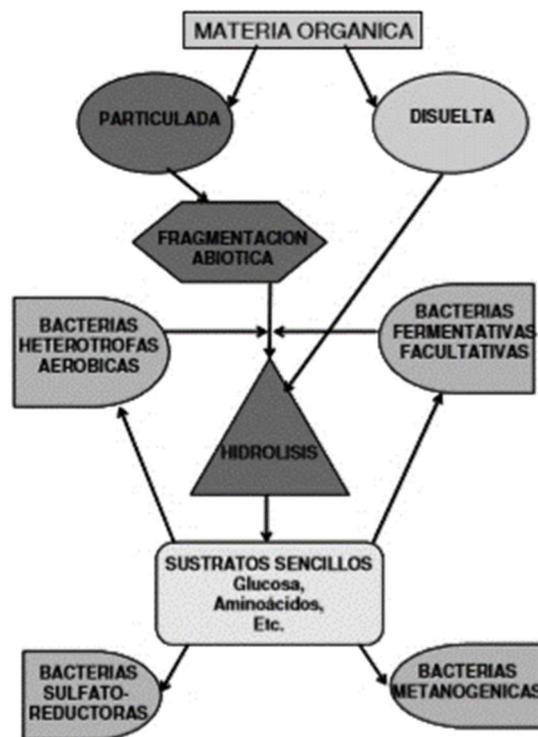


Figura 2. Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica en los humedales. Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

La degradación aeróbica de la materia orgánica se produce cerca de la superficie del agua en los humedales de flujo horizontal (0,05 m iniciales de profundidad) y cerca de las raíces de la vegetación plantada. García Serrano y Corzo Hernández (2012) sostiene que, el oxígeno que liberan las raíces de las plantas no es suficiente para degradar completamente la materia orgánica de un agua residual de tipo medio. Y que de acuerdo a García et al. (2004) la degradación aeróbica es poco importante con respecto a la degradación anaeróbica en sistemas

horizontales, mientras que en humedales verticales en toda su profundidad se han encontrado concentraciones de oxígeno que indican se produce degradación aeróbica de la materia orgánica.

En ausencia de oxígeno las bacterias heterótrofas aeróbicas degradan la materia orgánica utilizando el nitrato como aceptor de electrones. En humedales de flujo horizontal se ha observado la eliminación de amoníaco y ausencia de nitrato, lo que nos indica que el nitrato producido se elimina rápidamente por desnitrificación. Mientras que en humedales verticales no se elimina el nitrato por desnitrificación debido a que en toda la profundidad del lecho se presentan condiciones aeróbicas.

García Serrano y Corzo Hernández (2012) señalan que de acuerdo a estudios recientes indican que la sulfatoreducción es de gran importancia en humedales horizontales para alcanzar la degradación de la materia orgánica. Basándose en la observación de que en los humedales las bacterias sulfatoreductoras y las metanogénicas compiten por el sustrato, y en presencia de sulfato y una alta carga orgánica las bacterias sulfatoreductoras tienen más éxitos en su desarrollo.

Según García Serrano y Corzo Hernández (2012) el rendimiento en humedales horizontales y verticales, tanto para la DQO como para la DBO oscilan entre 75 y 95% produciendo efluentes con concentración de DQO menor de 60 mg/l y de DBO menor de 20 mg/l. Esto rendimientos son condicionados a un buen diseño, y a una óptima construcción y explotación.

3.4.3.3. Nitrógeno

El nitrógeno en las aguas residuales urbanas se encuentra principalmente en forma orgánica y de amonio y en concentraciones menos significativas de nitratos y nitritos. En los humedales el principal mecanismo de eliminación de nitrógeno es de tipo microbiano y consiste en la nitrificación seguida de desnitrificación.

Existen también otros procesos que contribuyen a la eliminación como la adsorción del amonio y la asimilación realizada por las plantas. En los humedales el ciclo del nitrógeno está acoplado al del carbono (materia orgánica) fundamentalmente a través de la desnitrificación.

La nitrificación se realiza por acción de las bacterias autótrofas aeróbicas que aprovechan el poder reductor del amonio y éste se convierte en nitrato. García Serrano y Corzo Hernández (2012) indica que para que se realice la nitrificación se requiere 4,6 mg de oxígeno por cada miligramo de amonio, Amonio que se expresa como nitrógeno. En los humedales horizontales hay muy pocas zonas aeróbicas y la transferencia de oxígeno es baja, razón por la cual la nitrificación no se destaca, teniendo un rendimiento de eliminación del amonio que no pasa del 30%.

Mientras que en los humedales verticales se logran muy buenos rendimientos de transformación del amonio a nitrato dada la condición aeróbica de la gran parte del lecho. En general la nitrificación es total.

La desnitrificación permite eliminar el nitrato formado previamente por la nitrificación y convertirlo en nitrógeno gas. Esta reacción sólo ocurre en condiciones de anoxia y en presencia de materia orgánica, ya que es realizada por bacterias heterótroficas, razón por la cual los humedales verticales tienen dificultades para eliminar el nitrato que se ha formado y se deben combinar en serie seguidos de humedales horizontales. En los humedales horizontales si existen zonas exentas de oxígeno donde puede producirse la desnitrificación. García Serrano y Corzo Hernández (2012) mencionan que en estos sistemas se debe asegurar que el humedal disponga de materia orgánica. Y aconseja que, una parte del caudal de entrada (10-20%) se desvíe hacia el sistema horizontal. Se ha observado que en los humedales horizontales los procesos de nitrificación y desnitrificación suceden de forma articulada, de forma que el nitrato formado rápidamente es aprovechado, produciéndose nitrógeno gas.

Hay que tomar en cuenta que en un humedal subsuperficial el amonio se puede retener por adsorción. Sin embargo, este es un proceso reversible y cuando cambian las condiciones que lo estabilizan, el amonio puede regresar al agua. El nitrógeno puede ser eliminado por las plantas producto de la asimilación de nitrato o amonio principalmente en humedales, durante la senescencia anual, el nitrógeno puede retornar al humedal, por ello se debe podar la vegetación antes.

García Serrano y Corzo Hernández (2012) menciona que en aguas residuales urbanas típicas las plantas eliminan entre un 10% a un 20% del nitrógeno. Otras formas menos importantes de eliminación del nitrógeno son la volatilización del amonio y la asimilación microbiana.

3.4.3.4. Fósforo

El fósforo en las aguas residuales urbanas se encuentra tanto en forma orgánica como en forma de ortofosfato inorgánico o de fosfatos complejos. De acuerdo a Salas (2007) Los fosfatos complejos en el transcurso de los tratamientos biológicos se hidrolizan dando lugar a ortofosfatos, incorporándose entre el 10 al 20% a la biomasa bacteriana.

Las principales vías para la eliminación del fósforo en los humedales artificiales son:

- Tipo biótico: absorción directa por parte de las plantas y los microorganismos.
- Tipo abiótico: adsorción por el medio granular.

García Serrano y Corzo Hernández (2012) mencionan que de acuerdo a muchos estudios se observa que cuando se pone en marcha el humedal artificial la eliminación del fósforo tiene una buena eficiencia, pero se reduce rápidamente en poco tiempo. Debido a que la capacidad de adsorción del medio granular se pierde rápidamente.

En general la eliminación de fósforo en los humedales es muy difícil de conseguir no se suele conseguir eliminar más del 10-20%, y sin haber grandes diferencias entre sistemas horizontales y verticales.

3.4.3.5. Patógenos

Los organismos patógenos presentes en las aguas residuales a tratar se eliminan en los humedales artificiales por diferentes mecanismos, destacando entre ellos:

- La absorción de los patógenos sobre las partículas del sustrato filtrante.
- La toxicidad que sobre los organismos patógenos ejercen los antibióticos producidos por las raíces de las plantas.
- La acción depredadora de bacteriófagos y protozoos.

(Seoáñez Calvo, 1999) detalla la función que cumplen estos mecanismos como se detalla en la Tabla 2.

Factor	Función
Suelo-sustrato	Sedimentación Filtración
Vegetación	Filtración Absorción-eliminación Producción de abióticos (las raíces)
Aire	Limitación de la supervivencia de los patógenos
Temperatura-humedal	Limitación de la supervivencia de los patógenos
Radiación solar	Acción de los rayos UV
Ecosistema	Dificulta la supervivencia de los patógenos

Tabla 2. Mecanismos de depuración en un humedal artificial. Tomado de: (Seoáñez Calvo, 1999)

En los humedales artificiales la eliminación de coliformes fecales se ajusta a modelos de cinética de primer orden, lográndose la mayor parte del abatimiento en los primeros tramos de los humedales, de forma que hacia la mitad de los mismos ya se ha eliminado del orden del 80% de estos microorganismos.

El abatimiento de patógenos en los sistemas de humedales artificiales se sitúa en torno a 1-2 unidades logarítmicas. (Salas Rodríguez, 2007)

García Serrano y Corzo Hernández (2012) por otro lado señala que tanto en sistemas verticales como horizontales la eliminación es dependiente del tiempo de permanencia y del medio granular. Cuanto menor es el diámetro del medio granular, mayor es el nivel de eliminación obtenido.

Este grado de eliminación no suele ser por lo general suficiente para producir efluentes aptos para el riego agrícola. García Serrano y Corzo Hernández (2012) recomienda dotar al sistema de humedales de lagunas o humedales de flujo superficial que favorecen la desinfección. Otra alternativa es la cloración del efluente. Se debe tener presente que si se quiere obtener un efluente de buena calidad sanitaria un sistema de humedales construidos no será suficiente. Por lo que, se tendrá que ser necesario implementar un sistema de desinfección.

3.4.3.6. Metales Pesados

La eliminación de metales (cadmio, zinc, cobre, cromo, mercurio, selenio, plomo), en los humedales artificiales, transcurre a través de diferentes vías:

- Procesos de absorción
- Precipitación química
- Sedimentación
- Asimilación por parte de las plantas

Los metales retenidos pueden volver a liberarse en determinadas épocas del año, en función de las variaciones del potencial de oxido-reducción que tienen lugar dentro del sistema. Salas (2007)

En la Figura 3 se muestra los principales procesos que se dan en los humedales artificiales que conducen a la reducción de los distintos contaminantes presentes en las aguas residuales objeto de tratamiento.

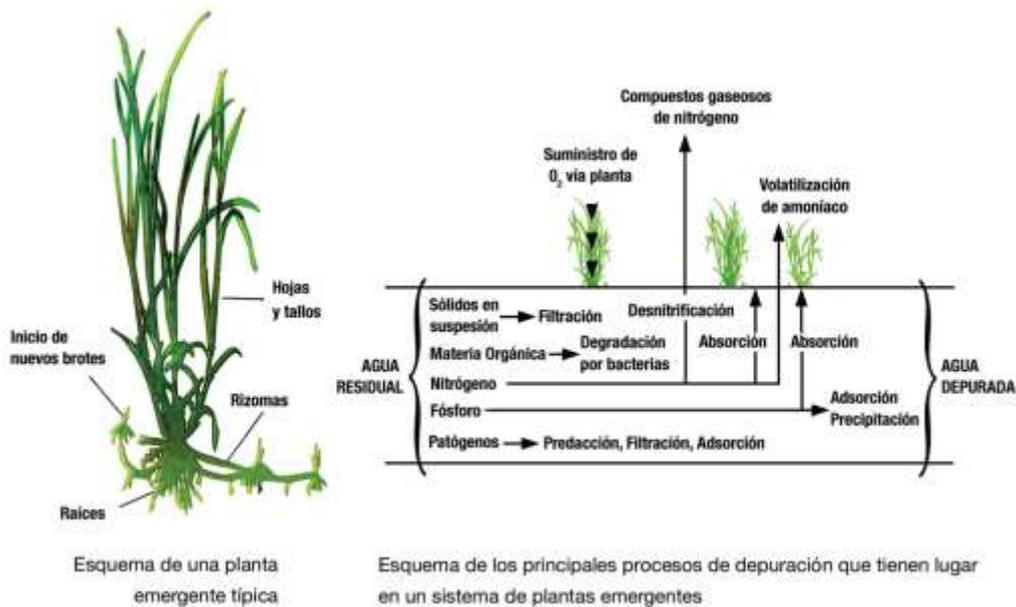


Figura 3. Esquema de los procesos de depuración en un sistema de plantas emergentes. Tomado de: (Salas Rodríguez, 2007)

3.4.4. Etapas del sistema de depuración

Los sistemas de depuración mediante humedales artificiales están compuestos por tres etapas:

- Pretratamiento

- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario

Los dos primeros se denominan tratamientos previos, mientras que el tratamiento secundario es el humedal.

Tratamientos previos

Las aguas residuales urbanas llevan consigo una serie de materiales sólidos que deben ser retirados mediante una serie de mecanismos.

Estos mecanismos se emplean en los llamados tratamientos previos. De acuerdo a Seoáñez Calvo (1999) los mecanismos utilizados para los tratamientos previos son:

- Rejas y cribas de barras.
- Tamices o cribas de mallas finas.
- Desmenzadores (trituradores).
- Desarenadores.
- Separadores de grasas y aceites.
- Aliviaderos.

3.4.4.1. Pretratamientos

El objetivo de los pretratamientos es eliminar del proceso materiales gruesos como arenas, gravas, plásticos, ramas y sólidos en general.

En sistemas de pequeños municipios (menos de 2 000 habitantes) la forma habitual de pretratamiento consiste en un canal, donde se ubican secuencialmente, un aliviadero que permita desalojar el exceso de caudal, otra zona en la que se sitúa una reja de gruesos y/o una reja de finos, y una zona de desarenado. La ubicación de un desengrasador al final del pretratamiento es opcional en caso de que el agua tenga un alto contenido de aceites y grasas. De lo contrario se realiza esta operación en el tratamiento primario.

En la Figura 4 se muestra una línea de pretratamiento típica para sistemas de menos de 2 000 habitantes



Figura 4. Línea de pretratamiento estándar para depuradoras de pequeñas poblaciones. Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

Aliviadero de entrada

Se debe disponer de un aliviadero que permita evacuar el caudal excedente al de diseño del humedal artificial. Esta solución es necesaria en sistemas unitarios donde los caudales punta en un evento de lluvia son muy grandes comparados con los caudales de aguas residuales urbanas.

De acuerdo a García Serrano y Corzo Hernández (2012) “El dimensionamiento del aliviadero se basa en que el agua residual excedente está tan diluida que la concentración de los contaminantes será similar a la que tendría si fuese tratada. Por lo tanto, el aliviadero se diseña de forma práctica para que empiece a actuar cuando se supera 10 veces el caudal medio horario”

Canal de desbaste

Es un canal dotado de rejas para la separación de sólidos mediante intercepción. En el canal se produce además una separación de la arena que contiene el fluido debido a la baja velocidad del agua producto de la amplia sección del canal.

En el proceso de se separa el material granular con un tamaño de partícula mayor a las 200 μm (García Serrano y Corzo Hernández, 2012). En el proceso de la sedimentación de las partículas mencionadas se elimina conjuntamente una cierta cantidad de materia orgánica.

Esta disposición de desbaste y desarenado en el mismo canal se puede realizar en procesos de depuración de un caudal bajo (poblaciones pequeñas). A este tipo de desarenadores se les conoce como desarenadores de flujo horizontal. Consisten en el canal de desbaste con un resguardo de 30 a 50 centímetros. Una reja de gruesos con una separación entre barrotes de 5 a 10 centímetros. Como alternativa se puede instalar luego una reja de finos o un tamiz.

García Serrano y Corzo Hernández (2012) recomiendan que las arenas se extraigan de forma manual cada 4 ó 5 días



Figura 5. Reja de desbaste de limpieza manual. Tomado de: (Salas Rodríguez, 2007)

3.4.4.2. Tratamiento primario

Es un proceso muy importante porque reduce el proceso la colmatación de los humedales.

Los tratamientos primarios reducen la materia orgánica del agua residual, generalmente se utilizan como tratamientos primarios los tanques Imhoff y las fosas sépticas.

Las fosas sépticas se utilizan cuando se requiere tratar caudales bajos (<200 hab-eq) mientras que los tanques Imhoff son recomendables para poblaciones mayores (200-500 hab-eq) (García Serrano y Corzo Hernández, 2012). Otra alternativa frecuentemente usada para poblaciones mayores es la construcción de fosas sépticas en paralelo.

Fosas sépticas

Son elementos en los que se decanta la materia sedimentable de las aguas residuales. La fracción orgánica de esta materia experimenta reacciones de degradación anaeróbica y gradualmente se mineraliza.

Las fosas sépticas se dividen en compartimentos, siendo la disposición más común la de dos en serie. En el primer compartimento la materia más densa sedimenta, mientras que la materia más ligera forma una costra en la superficie, el agua se clarifica en este compartimento y pasa al segundo donde se producen los mismos fenómenos anteriormente descritos, sedimentación de sólidos y formación de costra en la superficie de los materiales que escapan de la etapa anterior.

Según Salas (2007) Los lodos retenidos en el fondo de los distintos compartimentos experimentan reacciones de degradación anaeróbica, mineralizándose y reduciendo su volumen, lo que permite que las fosas sépticas funcionen durante largos periodos de tiempo sin necesidad de extraer el excedente de lodos. La Figura 6 muestra un esquema de una fosa séptica.

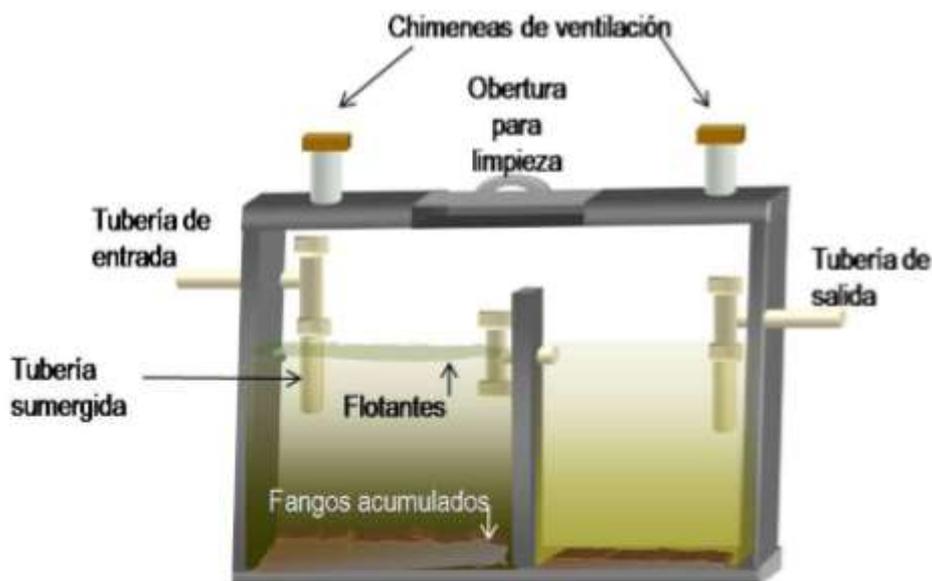


Figura 6. Esquema de una fosa séptica con dos cámaras. Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

Tanque Imhoff

El objetivo del tanque Imhoff es la remoción de sólidos suspendidos, se considera una variación de la fosa séptica en la que se diferencian las cámaras de digestión y decantación. Los sólidos sedimentan y caen hacia la cámara de digestión donde son digeridos a temperatura ambiente durante un periodo de 6 meses en zonas cálidas y un mínimo de un año en zonas templadas o frías (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

Los tanques Imhoff tienen un rendimiento mayor a las fosas sépticas debido a su doble cámara, mejora la digestión obteniéndose un efluente de mejores características. La Figura 7 muestra un esquema de un tanque Imhoff.

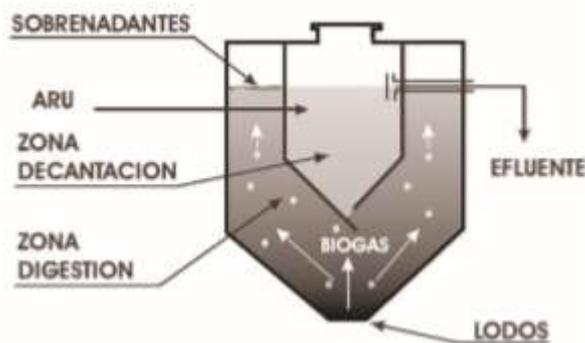


Figura 7. Esquema de un Tanque Imhoff. Tomado de: (Salas Rodríguez, 2007)

3.4.4.3. Tratamiento secundario

En el tratamiento secundario se elimina gran parte de la contaminación orgánica. Los procesos más utilizados son los fangos activados (convencionales y de aireación prolongada), que eliminan entre el 85% al 95 % de DBO₅ y de sólidos suspendidos. (Ortega, 2013).

Salas (2007) clasifica en 3 categorías de tecnologías disponibles; intensivas, extensivas y mixtas:

Tecnologías intensivas: En estas tecnologías se introduce oxígeno de forma artificial con elementos electromecánicos, acelerando los procesos de depuración, teniéndose mayor consumo de energía, pero requieren menor espacio de instalación.

Tecnologías extensivas: En estas tecnologías la introducción del oxígeno es de forma natural y los procesos se da forma natural, por lo que requiere mayor extensión y mínimos consumo de energía.

Tecnologías mixtas: Mezclan los dos requerimientos y se están obteniendo como resultados humedales artificiales aireados.

3.4.5. Tipos de Humedales Artificiales

Los humedales artificiales son sistemas de depuración constituidos por lagunas poco profundos (de menos de 1 m) plantados con vegetales propios de las zonas húmedas, en los que los procesos de depuración se producen mediante las interacciones entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación e incluso la fauna.

Existen dos tipos de humedales artificiales que se diferencian por la forma de circulación de las aguas:

- **Humedales artificiales de flujo superficial**, conocidos también como humedales de superficie de agua, Free Water Surface o FWS (por sus siglas en inglés).

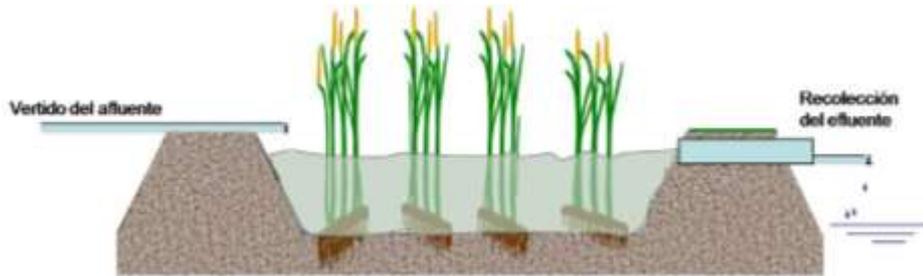


Figura 8. Humedales artificiales de flujo superficial. Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

- **Humedales artificiales de flujo subsuperficial**, Vegetated submerged Bed o VSB (por sus siglas en inglés).

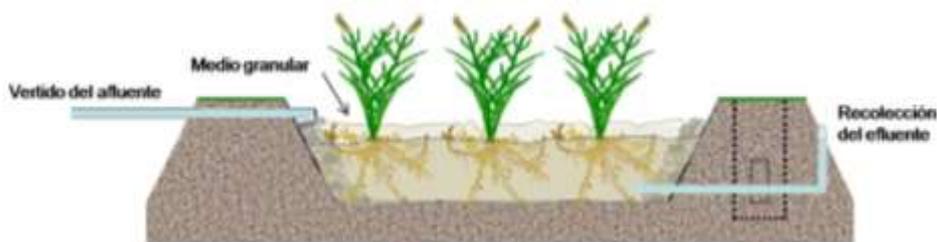


Figura 9. Humedales artificiales de flujo subsuperficial. Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

Seoáñez Calvo (1999) propone la siguiente comparación entre los sistemas FWS y VSB

Humedales artificiales de flujo superficial	Humedales artificiales de flujo subsuperficial
Superficie libre de agua	Lecho vegetal sumergido.
Flujo de circulación del agua en lámina libre sobre un lecho en el que enraízan los vegetales del humedal	Flujo sumergido, a través de un medio granular.
Son más frecuentes (en USA 70%)	Hidráulica más complicada.
Menor coste de instalación	Son menos frecuentes (en USA el 20%).
Hidráulica sencilla	Tratamiento más eficaz.
	Necesitan poco espacio.

Humedales artificiales de flujo superficial	Humedales artificiales de flujo subsuperficial
Tienen gran parte de las propiedades de los humedales naturales. Las bajas temperaturas provocan descensos en el rendimiento.	Flujo oculto. Sin olores. Soportan bien temperaturas bajas. Algo más caros que los FWS. Pocos problemas con la fauna.

Tabla 3. Comparación entre humedales de flujo superficial y humedales de flujo subsuperficial. Tomado de: (Seoáñez Calvo, 1999)

Por otra parte, Martín y Hernández-Crespo (2016) señalan la siguiente clasificación de humedales artificiales

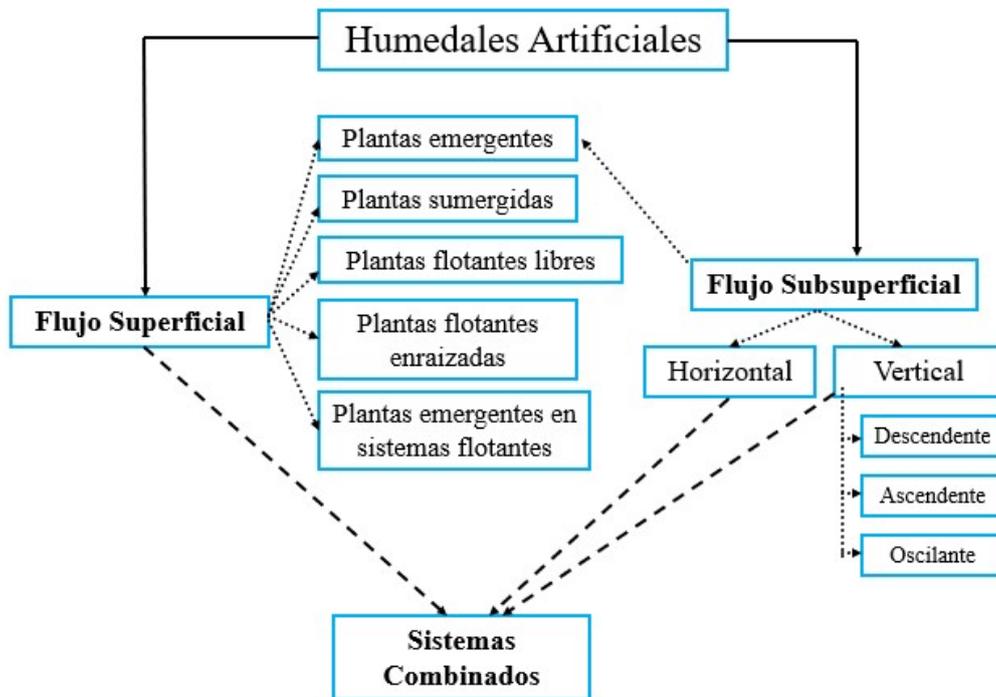


Figura 10. Clasificación de humedales artificiales. Tomado de: (Martín y Hernández-Crespo, 2016)

3.4.5.1. Tipos de humedales artificiales de flujo subsuperficial

Humedales de flujo horizontal

En este tipo de sistemas el agua circula horizontalmente a través del medio granular y los rizomas y raíces de las plantas. La profundidad del agua es de entre 0,3 y 0,9 m. Se caracterizan por funcionar permanentemente inundados (el agua se encuentra entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie) y con cargas de alrededor de 6 g DBO/m²·día (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

Los humedales horizontales están compuestos por los siguientes elementos:

- Estructuras de entrada del afluente.
- Impermeabilización del fondo y laterales.
- Medio granular.
- Vegetación emergente típica de zonas húmedas.
- Estructuras de salida regulables para controlar el nivel del agua.

En la Figura 11 se muestra un esquema típico de un humedal con flujo subsuperficial horizontal.

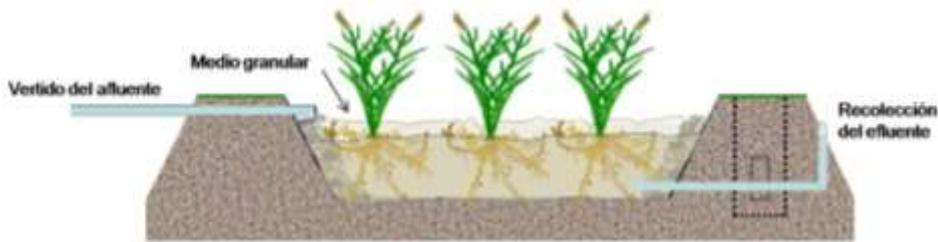


Figura 11. Humedal con flujo subsuperficial horizontal. Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

Humedales de flujo vertical

Este tipo de humedales fueron desarrollados en Europa como alternativa a los humedales horizontales para producir efluentes nitrificados. La circulación del agua en estos sistemas es vertical y a pulsos, de esta manera se consigue que el medio granular no permanezca inundado todo el tiempo. La profundidad del medio granular es de entre 0,5 y 0,8 m. Operan con cargas de alrededor de 20 g DBO/m²·día. (García Serrano y Corzo Hernández, 2012).

Los humedales de flujo vertical requieren de menor superficie para tratar una determina carga orgánica que la de los humedales horizontales, pero son más susceptibles a la colmatación.

De forma similar a los humedales horizontales, los verticales están constituidos por los siguientes elementos:

- Estructuras de entrada del afluente.
- Impermeabilización.
- Medio granular.
- Vegetación.
- Estructuras de salida.

Adicionalmente se debe incluir tuberías de aireación. En la Figura 12 se muestra un esquema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical.

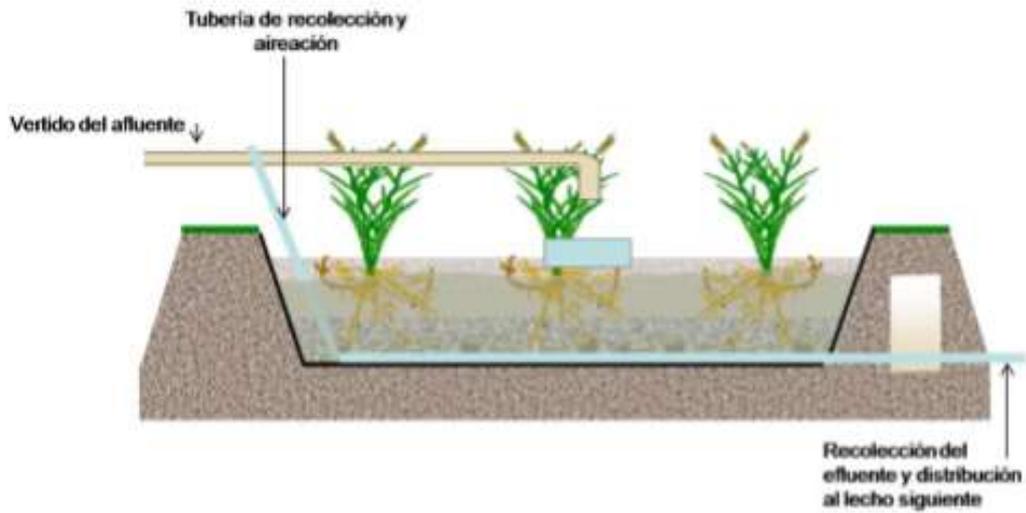


Figura 12. Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical. Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

3.4.6. Rendimientos de humedales de flujo subsuperficial

Según Salas (2007) los rendimientos medios de depuración que se alcanzan en humedales artificiales de flujo subsuperficial para tratamientos de aguas residuales urbanas son los que se muestran en la Tabla 4.

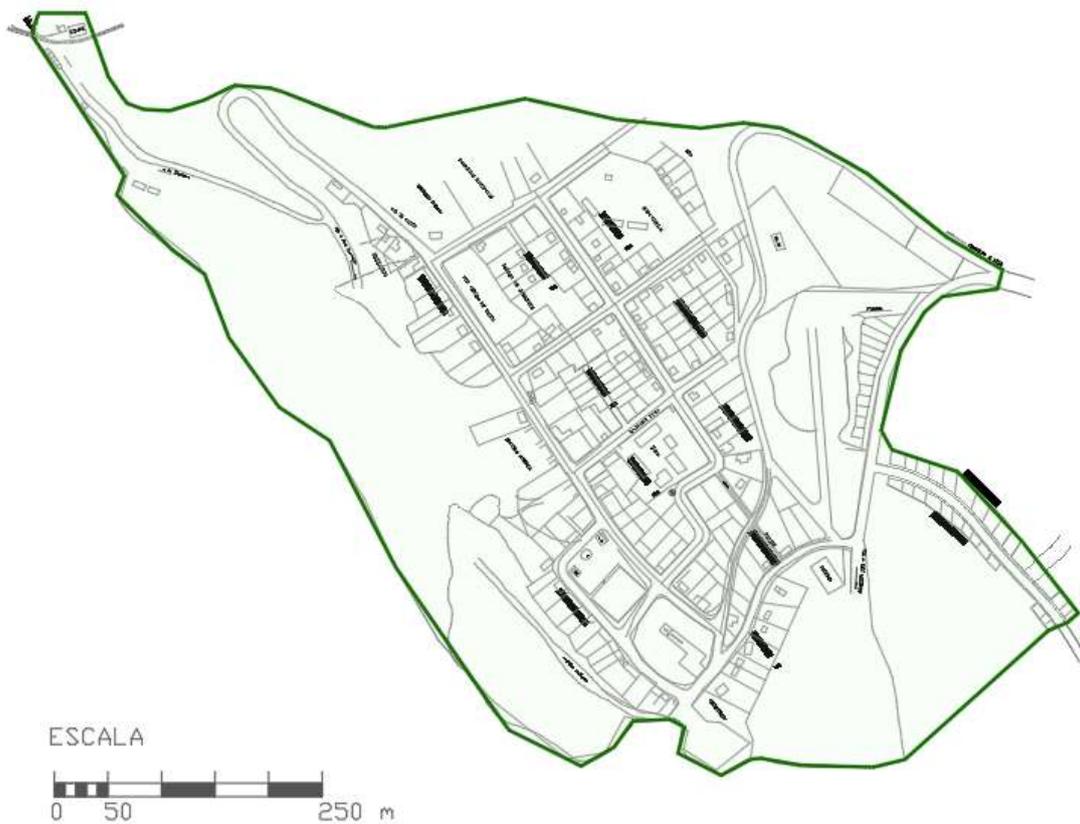
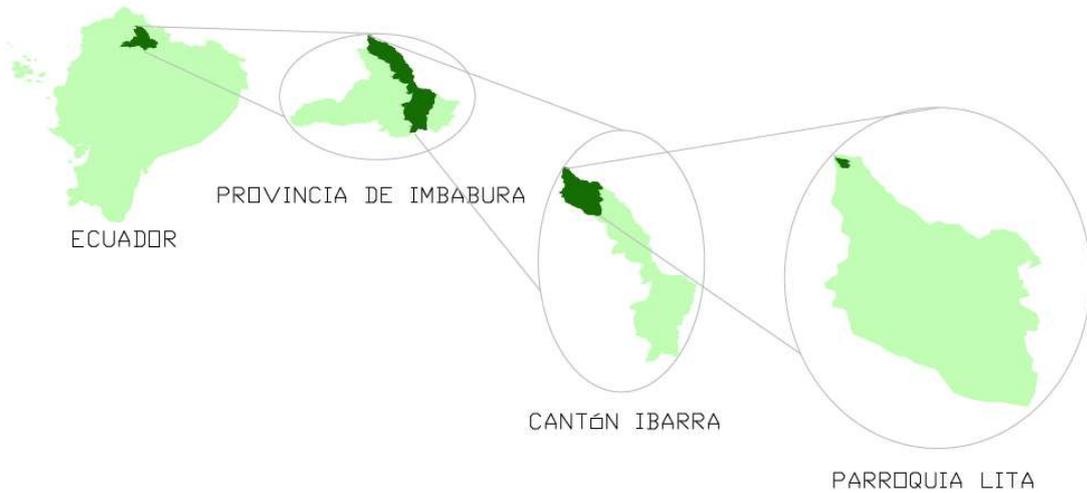
Parámetros	%
Sólidos en suspensión	85-95
DBO ₅	80-90
DQO	75-85
N _{total}	20-40
P _{total}	15-30
Coliformes fecales	90-99

Tabla 4. Rendimientos medios de humedales de flujo subsuperficial. Tomado de: (Salas Rodríguez, 2007)

4. Caso de estudio

4.1. Ubicación

El Proyecto se desarrolla en la parroquia de Lita, cantón Ibarra, provincia de Imbabura, de la república del Ecuador.



CABEZA PARROQUIAL LITA

Figura 13. Ubicación del proyecto

Se encuentra ubicada en la Cordillera Occidental a 100 Km. de la ciudad de la Ibarra, a 280 Km. de Quito y 92 Km. del puerto de San Lorenzo.

Es el sitio geográfico de confluencia de tres provincias Imbabura, Carchi y Esmeraldas.

4.2. Área de proyecto

El Área definida para el proyecto será la de la cabecera parroquial de Lita con una superficie de 36.89 hectáreas, donde se tiene un sistema de redes de saneamiento definido.

4.3. Características del lugar

Demografía

La parroquia rural de Lita está compuesta por una población total de 3.945 personas, de las cuales el 53% son hombres y 47% son mujeres distribuidos en zonas comunales.

De acuerdo a la información suministrada por la empresa de agua potable y alcantarillado de Ibarra, en la cabecera parroquial de Lita existen 269 usuarios del servicio. Con una media de 4.54 personas por hogar (INEC, 2010) 1 221 habitantes actuales del área del proyecto.

La predominancia del género masculino en la zona es evidente, indicador que implica una tendencia de género con poca diferencia en el número de población y también una característica puntual de equilibrio en la distribución de la demografía.

Vegetación

Está en la zona de amortiguamiento de la Reserva Ecológica Cotacachi – Cayapas por lo que manifiesta una gran expresión de biodiversidad representada por una amplia gama de orquídeas, árboles maderables, diversidad de aves, animales y una gran cantidad de especies de mariposas y colida con la Reserva Étnica de los Awás.

Temperatura

Temperatura: Esta es una zona subtropical húmeda cuya temperatura promedio anual es de 22, 9° C con una desviación estándar de 0,236. Su precipitación anual es de 1 300 mm y la humedad relativa oscila entre 87% y 89%.

Hidrografía

Es una zona rica en recursos hídricos, los principales ríos que la atraviesan son el río Lita que confluye con el río Mira en el sector denominada La Bocana.



Figura 14. Confluencia del río Lita y el río Mira

La parroquia de Lita se encuentra localizada dentro de la cuenca hidrográfica del Río Mira, ubicado al noroeste de Ecuador y al suroeste de Colombia, nace en la confluencia de los ríos Chota y Lita, al noroeste de la provincia de Imbabura, y corriendo hacia el norte sirve de límite natural entre las provincias de Carchi y Esmeraldas, hasta finalmente unirse al Río San Juan e introducirse en la República de Colombia por un total de 80 km².

De forma más específica Lita se encuentra en la subcuenca del río Lita, denominada Lita-Mira que tiene una superficie de 464,10 Km². El caudal medio mensual anual que produce la subcuenca es de 31,27 m³/s. En la Tabla 5 y Figura 15 se muestran los caudales medios mensuales de la subcuenca.

CAUDALES NATURALES MEDIOS MENSUALES DE SUBCUENCA LITA - MIRA (m3/s)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
28,73	36,99	41,73	54,81	35,30	20,66	12,03	12,24	21,46	36,56	33,72	40,99	31,27

Tabla 5. Caudales Medios mensuales de la subcuenca Lita Mira



Figura 15. Caudales medios mensuales de la subcuenca Lita - Mira

Educación

Lita tiene un porcentaje de analfabetismo del 18,46% (INEC, 2010)

Indicador que revela una grave problemática de la población en el ámbito social, en comparación al índice general de analfabetismo de 6,75% (INEC, 2010) que implica en comparación del local dos veces más que el de nivel nacional.

La parroquia de Lita cuenta con establecimiento para la educación preprimaria, primaria y formación media. Dentro de los establecimientos de nivel pre-primario se cuenta con 6 planteles educativos, los mismos que son unidocentes.

La cabecera parroquial de Lita cuenta con un plantel de educación de nivel pre-primario primaria, con un total de 50 alumnos y de tipo unidocente.

Mientras que en nivel secundario cuenta con un plantel al que asisten 94 alumnos. (PDOT, Lita 2014)

Vivienda

La mayor parte de las viviendas de la parroquia están catastradas por la municipalidad de Ibarra, teniéndose problemas en la legalización de las propiedades cuyo uso es agrícola.



Figura 16. Fotografía centro de la cabeza cantonal de Lita

Tipo de construcción de la vivienda.

Generalmente los tipos de viviendas que están conformando la parroquia de Lita son en su mayoría casa o villas, seguido por ranchos.



Figura 17. Tipos de viviendas de la cabecera parroquial de Lita

Vialidad y transporte

El componente de red vial está establecido por el paso de la vía de primer orden Ibarra - San Lorenzo que está establecido al lado noreste de la franja parroquial y que forma parte de una red vial de primera calidad.



Figura 18. Carretera Ibarra-San Lorenzo (ingreso a la parroquia Lita)

En la cabecera parroquial las vías son de dos tipos las calles principales son adoquinadas mientras que las calles de la periferia no tienen capa de rodadura.





Figura 19. Calles de la cabecera parroquial de Lita

4.4. Población de diseño

4.4.1. Población actual

La población actual del área en estudio corresponde a la parte urbana de la parroquia, conocida localmente como cabecera cantonal de Lita.

Para su determinación se ha utilizado los registros usuarios de la empresa municipal de agua potable, donde se evidencia existen 269 abonados. De acuerdo al último censo de población y vivienda (CPV 2010) elaborado por el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC) en Lita el promedio de personas por hogar es de 4,54 con esta información se determina una población actual de 1 221 personas.

4.4.2. Población de diseño

Como primer parámetro de diseño se debe definir la población y su evolución en el tiempo. De acuerdo a García Serrano y Corzo Hernández (2012) los diseños de humedales para pequeños municipios se recomienda realizarlos para periodos de 25 años.

Para la estimar la población futura se toma las recomendaciones expedidas en el código ecuatoriano de la construcción parte IX Obras Sanitarias CO 10.07-601 Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1 000 habitantes.

En el que se establece que, para el cálculo de la población futura, se empleará el método geométrico.

Cuya fórmula de cálculo es:

$$P_f = P_a \cdot (1 + r) \cdot n \quad (1)$$

Donde,

Pf: Población futura (habitantes)

Pa: Población actual (habitantes)

r: índice de crecimiento poblacional (%)

n: años proyectados (años)

4.4.3. Índice de crecimiento

El Índice de crecimiento poblacional es la tasa de crecimiento de un determinado núcleo urbano condicionado a los aspectos socio-económicos propios de la población en análisis.

De acuerdo al Fascículo provincial Imbabura de los resultados del Censo 2010 de población y vivienda en el Ecuador el índice de crecimiento poblacional actual de Lita del 1,63%

En la Figura 20 se observa la variación histórica del índice de crecimiento de Lita de acuerdo a los censos nacionales.

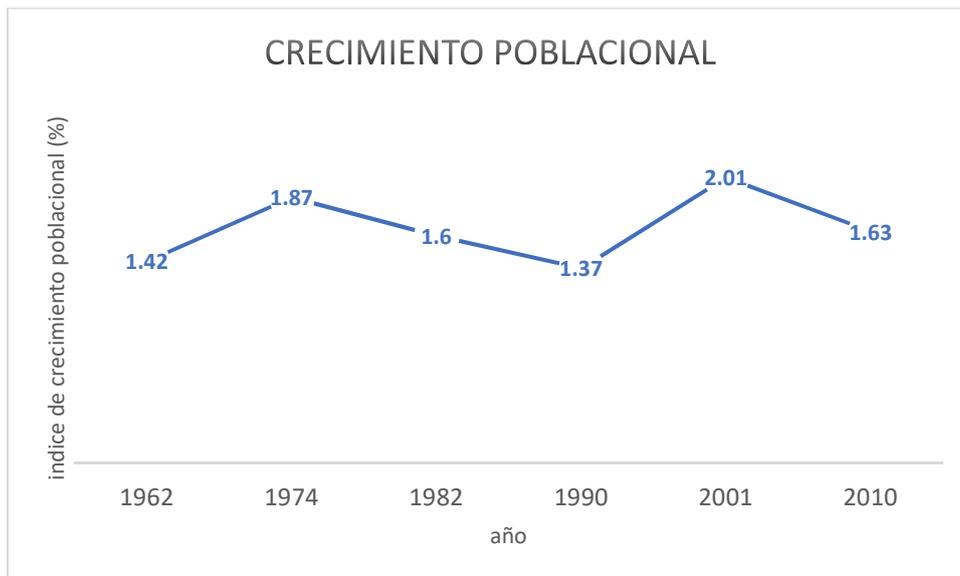


Figura 20. Variación del índice de crecimiento en Lita. Fuente: INEC

Con estos valores se ha proyectado la población para el periodo de diseño (año 2042) teniéndose una población final de 1 829 habitantes. En la Figura 21 se presenta la proyección poblacional para diferentes años del periodo de diseño.



Figura 21. proyección poblacional de Lita

4.5. Cantidad y Calidad de las aguas residuales domesticas

4.5.1. Determinación de caudales

Se determinan los caudales tanto de agua potable como de aguas residuales, como paso inicial del diseño del sistema de tratamiento.

Consumo de agua potable

No se cuenta con un aforo de caudales de aguas residuales en Lita, sin embargo, se tiene medida la cantidad de agua consumida mensual por cada casa mediante los contadores instalados por la empresa de agua potable.

Con los registros mensuales de todo el año 2016 y sacando de la muestra los consumos no válidos (consumos nulos o excesivamente altos) se obtiene un consumo promedio anual de 30,44 m³/mes.familia. Esto en unidades convencionales de dotación son 216,31 l/hab.día. En la Figura 22 se puede observar la distribución de consumo mensual de agua potable de los usuarios de la parroquia Lita.

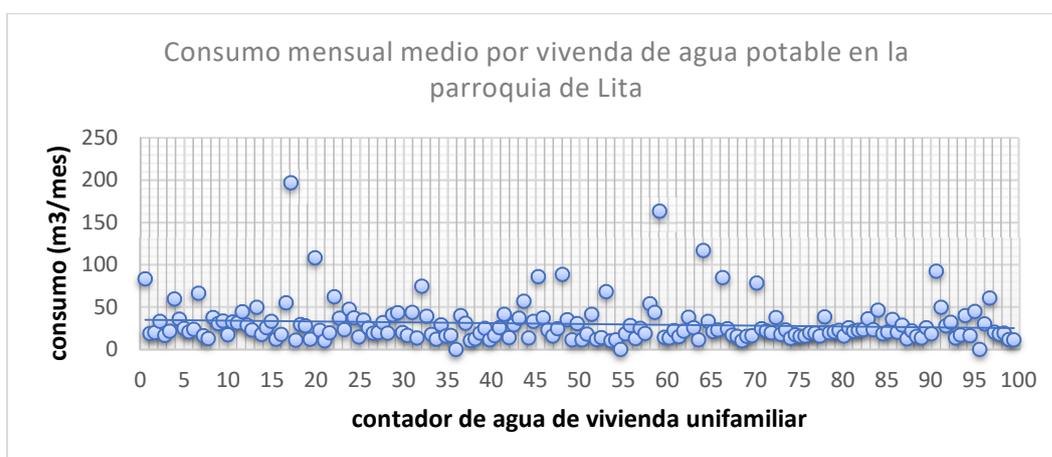


Figura 22. Consumo mensual medio de agua potable en viviendas de Lita

Caudal de aguas residuales domesticas

El agua residual doméstica es generada por los vertidos domésticos, de acuerdo a Trapote (2011) está comprobado que el caudal de aguas residuales domésticas es, aproximadamente al caudal de abastecimiento doméstico. Algunos autores recomiendan aplicar este criterio solo para pequeñas poblaciones, mientras que para el resto de poblaciones se aconseja aplicar una disminución de entre el 20 al 25%, que se entiende no retorna a la red de saneamiento debido a usos consuntivos, pérdidas, etc.

De acuerdo a diferentes autores y a la norma ecuatoriana esta reducción se denomina coeficiente de retorno y se denomina como la relación entre el agua residual producida y el agua potable consumida. La Tabla 6 muestra diferentes coeficientes de retorno en relación al uso del agua.

Uso del agua	Coficiente de retorno (C _R)
Urbano	0,80
Industrial	0,70-0,95
Agrícola	0,10-0,50
Refrigeración	0,30-1,00
Hidroeléctricas	1,00
Piscifactorías	0,80-1,00
Navegación	1,00
Recreativos	1,00

Tabla 6. Coficientes de retorno según tipo de consumo (Balairón Pérez, L.,2000).

Se debe tener en cuenta que los centros poblados por lo general las personas no almacenan agua debido a que cuentan con el servicio de abastecimiento público de agua potable, razón por la cual el caudal de agua residual domestica que circula por la red presenta leyes horarias muy similares a los patrones de consumo de agua potable del sector. Teniéndose que definir diferentes tipos de caudales:

Caudal medio diario agua potable

$$Q_{med. diario AP} = \frac{D}{1\ 000} \cdot P \quad (2)$$

Donde,

Qmed. diario AP: caudal medio diario de agua potable (m³/día)

D: Dotación (l/hab/día)

P: Población (hab.)

$$Q_{med. \text{ diario AP}} = \frac{216,31 \frac{l}{hab} / dia}{1\ 000 \text{ m}^3/l} \cdot 1\ 829 \text{ hab}$$

$$Q_{med. \text{ diario AP}} = 395,63 \text{ m}^3/día.$$

Caudal medio diario agua residual

$$Q_{med. \text{ diario AR}} = Q_{med. \text{ diario AP}} \cdot C_R \quad (3)$$

Donde,

Qmed. Diario AR: caudal medio diario de agua residual (m³/día)

Qmed. diario AP: caudal medio diario de agua potable (m³/día)

C_R: coeficiente de retorno

$$Q_{med. \text{ diario AR}} = 395,63 \text{ m}^3/día \cdot 0,8$$

$$Q_{med. \text{ diario AR}} = 316,51 \text{ m}^3/día$$

Caudal punta diario

Es el producto del caudal medio diario por el coeficiente punta, García Serrano y Corzo Hernández (2012) recomiendan los valores de coeficiente punta que se muestran en la Tabla 7.

Parámetros	Intervalo	Valor Típico
Coeficiente punta diario	1,2 – 2,0	1,7
Coeficiente punta mensual	1,0 – 1,5	1,2

Tabla 7. Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades. Tomado de: (Barrera, A., 1999)

El caudal punta diario se obtiene mediante la expresión (4)

$$Q_{p. \text{ diario}} = Q_{\text{med. diario}} \cdot C_{pd} \quad (4)$$

Donde:

$Q_{\text{med. diario}}$: Caudal medio diario ($\text{m}^3/\text{día}$)

C_{pd} : coeficiente punta diario

$$Q_{p. \text{ diario}} = 316,51 \text{ m}^3/\text{día} \cdot 1,7$$

$$\mathbf{Q_{p. \text{ diario}} = 538,06 \text{ m}^3/\text{día}}$$

Caudal máximo horario

El caudal máximo horario se determina a partir de factores de mayoración del caudal medio diario, los caudales se seleccionan de acuerdo con las características propias de la población:

$$Q_{\text{max}} = C_{ph} \cdot Q_{\text{med}} \quad (5)$$

Donde,

Q_{max} : Caudal máximo horario (l/s)

Q_{med} : Caudal medio diario (l/s)

C_{ph} : coeficiente punta horario.

El coeficiente punta horario es la relación entre el gasto máximo horario y el gasto medio diario. Para la determinación se utilizan fórmulas que relacionen el coeficiente con la magnitud de la población, por considerar que las mismas cubren los factores que están ligados a los aportes.

La norma ecuatoriana recomienda como coeficiente punta la expresión de Babbitt:

$$C_{ph} = \frac{5}{p^{0.2}} \quad (6)$$

Donde,

C_{ph} : coeficiente punta horario

p : población (miles de habitantes)

Por otro lado, el caudal máximo horario se requiere el diseño del tanque Imhoff. Para el presente proyecto se decide construir dos tanques Imhoff con el objetivo de disminuir los volúmenes de

obra que conllevaría la construcción de un solo tanque. Por tanto, la población de cálculo del caudal punta horario será igual a la mitad de la población futura.

En la Tabla 8 se presentan los coeficientes punta horario y caudales máximo horario para la población actual, población futura y para el diseño de los tanques Imhoff

Descripción	Caudal medio diario (l/s)	Coefficiente punta horario	Caudal máximo horario (l/s)
Caudal máximo horario actual	2,45	4,80	11,75
Caudal máximo horario futuro	3,66	4,43	16,24
Caudal máximo horario para diseño de tanques Imhoff	3,66	5,08	18,59

Tabla 8. Caudales máximos horarios

Caudal máximo diario

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

$$Q_{max. diario} = Q_p. diario . 2 \quad (7)$$

$$Q_{max. diario} = 538,06 \text{ m}^3/\text{dia} . 2$$

$$Q_{max. diario} = 1\ 076,12 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Caudal mínimo diario

El caudal mínimo se define como el 30% del Caudal medio diario.

$$Q_{mín. diario} = Q_{med. diario} . 0,3 \quad (8)$$

$$Q_{mín. diario} = 316,51 \text{ m}^3/\text{dia} . 0,3$$

$$Q_{mín. diario} = 94,95 \text{ m}^3/\text{dia}$$

4.5.2. Constituyentes de las aguas residuales

Al no disponerse de datos se utiliza valores de emisión másica unitaria que propone Barrera (1999) y que se muestra en la Tabla 9.

Parámetro	Concentración (mg/l)	VEMU (g/hab. día)
MES	200	30
DBO ₅	280	40

Parámetro	Concentración (mg/l)	VEMU (g/hab. día)
DQO	600	85
Nitrógeno total	50	7,5
Fósforo Total	12	1,7

Tabla 9. Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria en pequeños municipios. Tomado de (Barrera, A.,1999)

La concentración de contaminantes del agua residual se determina con la expresión (9)

$$C = \frac{VEMU \cdot 1\ 000}{\beta \cdot D} \quad (9)$$

Donde,

C: Concentración del contaminante (mg/l)

VEMU: Velocidad de emisión másica unitaria (g/hab/día)

D: Dotación (l/hab./día)

β : porcentaje de agua de abastecimiento que se convierte en agua residual.

Materia en suspensión

$$MES = \frac{VEMU \cdot 1\ 000}{\beta \cdot D}$$

$$MES = \frac{30\ g/hab.\ d\acute{a}a \cdot 1\ 000}{0,8 \cdot 216,31\ l/hab/d\acute{a}a}$$

$$MES = 173,36\ mg/l$$

Demanda Biológica de Oxígeno (cinco días)

$$DBO_5 = \frac{VEMU \cdot 1\ 000}{\beta \cdot D}$$

$$DBO_5 = \frac{40\ g/hab.\ d\acute{a}a \cdot 1\ 000}{0,8 \cdot 216,31\ l/hab/d\acute{a}a}$$

$$DBO_5 = 231,15\ mg/l$$

Demanda Química de Oxígeno

$$DQO = \frac{VEMU \cdot 1\ 000}{\beta \cdot D}$$

$$DQO = \frac{85 \text{ g/hab.día} \cdot 1\ 000}{0,8 \cdot 216,31 \text{ l/hab/día}}$$

$$DQO = 491,19 \text{ mg/l}$$

Nitrógeno Total

$$N_T = \frac{VEMU \cdot 1\ 000}{\beta \cdot D}$$

$$N_T = \frac{7,5 \text{ g/hab.día} \cdot 1\ 000}{0,8 \cdot 216,31 \text{ l/hab/día}}$$

$$N_T = 43,34 \text{ mg/l}$$

Fósforo Total

$$P_T = \frac{VEMU \cdot 1000}{\beta \cdot D}$$

$$P_T = \frac{1,7 \text{ g/hab.día} \cdot 1\ 000}{0,8 \cdot 216,31 \text{ l/hab/día}}$$

$$P_T = 9,82 \text{ mg/l}$$

En la Tabla 10 se presenta un resumen de las concentraciones de contaminantes del agua residual y los límites máximos permisibles del Reino de España y de la República del Ecuador, como se puede observar la normativa española es mucho más rigurosa por lo que el presente diseño se regirá a la misma, en previsión de que la normativa ecuatoriana sea más rigurosa con los límites máximos en un futuro próximo.

El numeral 4.2.3.7 del libro VI anexo 1 del TULSMA, señala que toda descarga a un cuerpo de agua dulce, deberá cumplir con los valores establecidos. Por lo que el valor del límite máximo legal de Nitrógeno total es para el presente diseño el parámetro limitante.

Parámetro	Concentración del influente (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)	Límite legal Ecuador TULSMA, libro VI, 4.2.3 (mg/l)
DQO	491,19	125	250
DBO ₅	231,15	25	100
N _T	43,34	15	15
P _T	9,82	2	10

Tabla 10. Concentración de contaminantes en el influente a tratar y límites permisibles en España y Ecuador

4.6. Evaluación de sistemas de redes de saneamiento

Es importante conocer la red de saneamiento como requisito previo a la implantación de un sistema de tratamiento de aguas residuales, principalmente para saber cuáles son los puntos de vertidos, la configuración de la red y la posibilidad de descentralizar el sistema.

Bajo este precepto y además con el objetivo de evaluar el estado y funcionamiento de la red se procede a obtener la información necesaria para elaborar un modelo de la red de saneamiento de la parroquia Lita. El modelo se elaborará con el software STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE)

4.6.1. Obtención de Información

Información existente

Se solicitó información a la empresa de agua potable y alcantarillado de Ibarra (EMAPA-I) la información existente del sistema de redes de saneamiento de la parroquia Lita. Obteniéndose los siguientes datos:

- Registro de consumo de agua potable.
- Planimetría del sistema de redes de saneamiento.

Complementario a la información obtenida es necesario realizar las siguientes acciones:

Topografía

Partiendo del plano catastral de Lita, se toma la información de las cotas de los pozos de visita referidos a las cuatro esquinas de las aceras, en las zonas donde no se tienen aceras se ha realizado la referencia de los pozos de visita a puntos de fácil reconocimiento (árboles, postes, etc.). Una vez determinadas las cotas de cada pozo, se han tomado los detalles topográficos de tal manera que se puedan observar curvas de nivel que describan exactamente la altimetría del terreno en los sitios donde se construirán las obras. Figura 23 se muestra el plano de las curvas de nivel obtenido mediante el levantamiento topográfico. La Figura 24 muestra la el área del proyecto en tres dimensiones.



Figura 23. Curvas de nivel obtenidas.

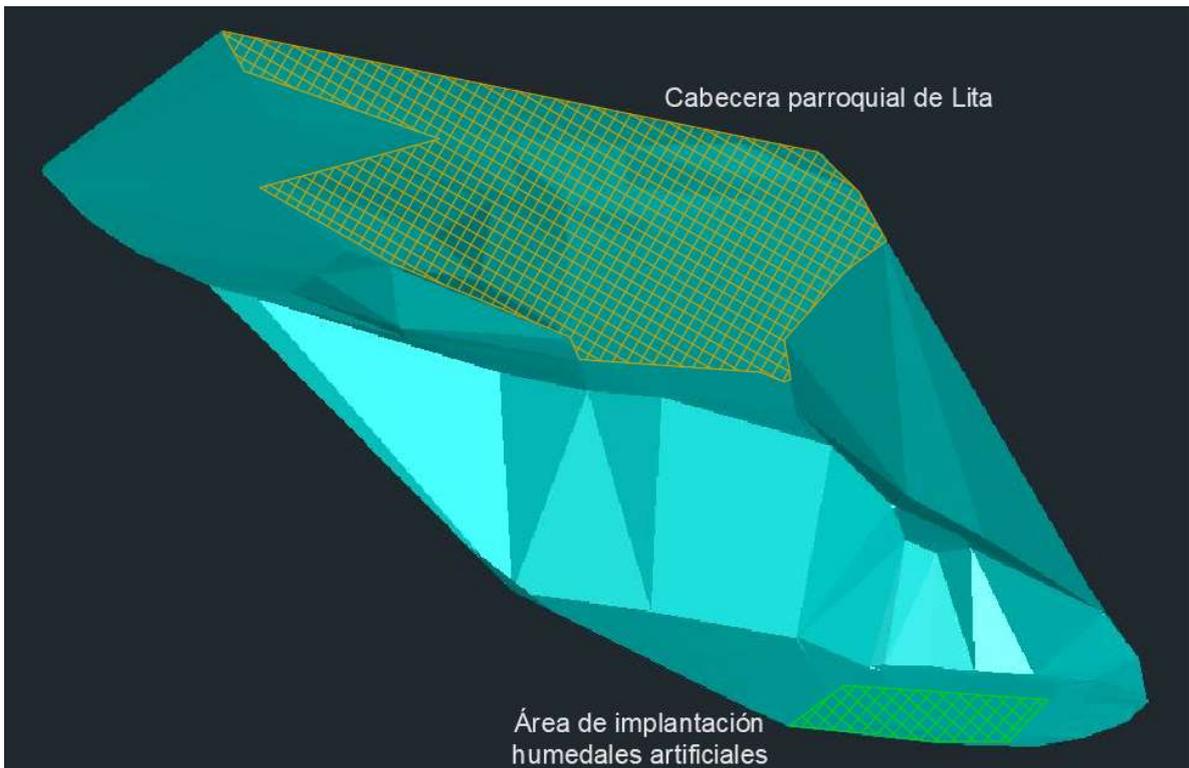


Figura 24. Superficie del área del proyecto.

Datos de pozos de visita

Complementario al trabajo anterior, para evaluar sistemas de redes de saneamiento existentes, se debe realizar una medición de la profundidad de los pozos y de las tuberías referidas siempre a la cota del levantamiento del terreno. A más de la medición de profundidades, se mide el diámetro de las tuberías, se observa el material del que están construidas y el estado del pozo de visita. En la Figura 25 se puede observar un pozo de visita de la red de saneamiento de Lita. La Figura 26 muestra un detalle de los datos tomados de cada pozo de visita de la red de saneamiento de Lita.



Figura 25. Pozo de visita en la parroquia Lita

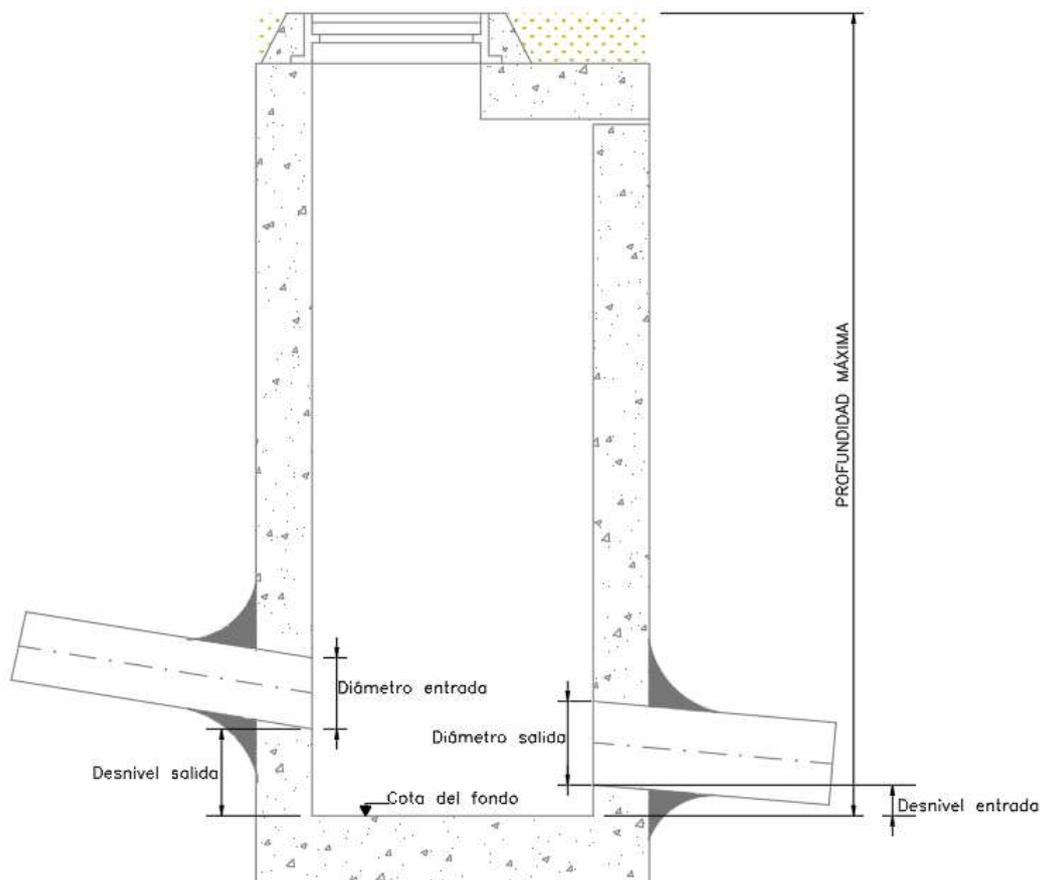


Figura 26. Detalle de pozos de visita

En la Tabla 11 se muestran los datos recolectados de los pozos de visita de la red de saneamiento de la parroquia Lita.

Tubería	Pozo inicio	de	Pozo final	Longitud	Desnivel de	Desnivel	Diámetro
				(m).	Entrada	de Salida	
p1	n1		n2	50	0	0	0,2
p2	n2		n3	100	0	0	0,2
p3	n3		n4	90	0	0	0,2
p4	n4		n5	27	0	0	0,2
p5	n5		n6	32	0	0	0,2
p6	n6		n7	71	0	0	0,2
p7	n7		n8	59,2	0	0	0,2
p8	n8		n9	64	0	0	0,2
p9	n9		n10	113	0	0,09	0,2
p10	n10		n11	26,6	0	0,01	0,2
p11	n11		n12	60	0	0,05	0,2
p12	n12		n13	14,6	0	0	0,2
p13	n13		n14	64,3	0	0,02	0,2
p14	n14		n15	72,5	0	0	0,2
p16	n16		n17	53	0	0	0,2
p17	n18		n19	38,8	0	0,02	0,2
p18	n19		n20	29,6	0	0,01	0,2
p19	n20		n21	67	0	0	0,2
p20	n21		n22	23,6	0	0,01	0,2
p21	n22		n23	38,8	0	0,01	0,2
p22	n23		n24	30	0	0	0,2
p23	n24		n25	60	0	0,02	0,2
p24	n25		n26	24	0	0,01	0,2
p25	n26		n27	36,84	0	0,04	0,2
p26	n27		n28	31	0	0,01	0,2
p27	n28		n29	22	0	0	0,2
p28	n29		n30	18	0	0	0,2
p29	n30		n31	74,7	0	0	0,2
p30	n31		n32	46	0	0,03	0,2
p31	n32		n33	77,5	0	0,02	0,2
p32	n33		n34	62	0	0	0,2
p33	n34		n35	72	0	0,05	0,2
p34	n35		n36	63	0	0	0,2
p35	n37		n38	72	0	0	0,2
p36	n38		n39	97,5	0	0,03	0,2
p37	n39		n40	54,7	0	0	0,2

Tubería	Pozo inicio	de	Pozo final	Longitud	Desnivel de	Desnivel	Diámetro
				(m).	Entrada	de Salida	
p38	n40		n41	24,5	0	0	0,2
p39	n41		n42	27	0	0	0,2
p40	n42		n43	25,7	0	0	0,2
p41	n43		n44	53,2	0	0,01	0,2
p42	n44		n45	69	0	0	0,2
p43	n45		n46	71	0	0	0,2
p44	n46		n47	109,5	0	0	0,2
p45	n47		n48	60	0	0	0,2
p46	n48		n49	66	0	0	0,2
p47	n49		n50	28	0	0	0,2
p48	n50		n51	26	0	0	0,2
p49	n51		n52	8,5	0	0	0,2
p51	n54		n55	42	0	0	0,2
p52	n55		n37	76,02	0	0,02	0,2
p53	n56		n57	69,5	0	0	0,2
p54	n57		n58	99	0	0	0,2
p55	n59		n57	53,5	0	0	0,2
p56	n60		n58	50	0	1,74	0,2
p58	n61		n62	645	0	0,01	0,2
p59	n62		n63	31	0	0,62	0,2
p60	n63		n64	80,55	0	0	0,2
p61	n64		n36	40	0	0	0,2
p62	n65		n66	39,82	0	1,35	0,2
p63	n66		n63	82,76	0	0,02	0,2
p64	n17		n66	46,14	0	0	0,2
p65	n36		n67	53,75	0	0,03	0,2
p66	n67		n68	54,03	0	2	0,2
p67	n68		n69	70,5	0	0	0,2
p68	n69		n37	60,78	0	0,12	0,2
p70	n58		n70	60	0	0	0,2
p71	n70		n68	59,15	0	0	0,2
p72	n71		n54	50	0	0	0,2
p73	n72		n73	15,07	0	0	0,2
p74	n73		n74	23,16	0	0	0,2
p75	n74		n75	60,28	0	0	0,2
p76	n75		n76	679,6	0	0	0,2
p77	n76		n27	47,16	0	0,04	0,2
p140	n15		n35	400	0	0,34	0,2

Tabla 11. Datos recolectados en pozos de visita

4.6.2. Preparación de datos para el modelo

Población

Se evaluará la red de saneamiento en las condiciones actuales considerando el aporte de la población actual de la cabecera cantonal 1 221 habitantes. Adicionalmente se comprobará las condiciones de funcionamiento de la red al final del periodo de diseño del sistema de tratamiento de las aguas residuales (año 2 042)

Caudal de diseño de redes de saneamiento

Como se mencionó en el numeral 3.3., el caudal de diseño de las redes de saneamiento corresponde a la suma del caudal punta horario de aguas residuales, el caudal de infiltración y el caudal de conexiones erradas.

Caudal punta horario de aguas residuales

El caudal punta horario de aguas residuales fue calculado anteriormente y se muestra en la Tabla 8. Este caudal se debe repartir proporcionalmente a la distribución de la población dentro del área del proyecto.

Caudal de infiltración

El caudal de infiltración se estima de acuerdo al tipo de material con el que se ha construido la red y al nivel freático del lugar. En la Tabla 12 se indica la aportación de caudal de infiltración de acuerdo al tipo de material.

Unión	Caudales de infiltración (l/s/Km)							
	Tubo de cemento		Tubo de arcilla		Tubo de arcilla vitrificada		Tubo de P.V.C.	
	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma
Nivel freático bajo	0,5	0,2	0,5	0,1	0,2	0,1	0,1	0,05
Nivel freático alto	0,8	0,2	0,7	0,1	0,3	0,1	0,15	0,5

Tabla 12. Valores de infiltración en tuberías. Tomado de: (Peñaranda, 1993)

Caudal de conexiones erradas (Qe)

Se deben considerar los caudales provenientes de malas conexiones o conexiones erradas, así como clandestinas de patios domiciliarios que incorporan al sistema aguas pluviales. El caudal por conexiones erradas puede ser del 5% al 10% del caudal máximo horario de agua residual.

La suma de estos caudales será el caudal total de diseño. Estos caudales deben ser distribuidos de acuerdo al número de habitantes existentes los mismos que aportaran a cada tramo el caudal respectivo. El número de habitantes por tramo ha sido determinado de acuerdo a un conteo in situ. La Tabla 13 detalla la distribución del caudal en la red de saneamiento.

NUDO DE APORTE	POBLACIÓN APORTANTE	CAUDAL PUNTA HORARIO DE AGUA RESIDUAL	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL INFILTRACIÓN	CAUDAL TOTAL
	(hab.)	(l/s.)	(l/s.)	(l/s.)	(l/s.)
n1	9	0,121	0,013	0,040	0,173
n2	5	0,060	0,006	0,080	0,147
n3	0	0,000	0,000	0,072	0,072
n4	0	0,000	0,000	0,022	0,022
n5	0	0,000	0,000	0,026	0,026
n6	0	0,000	0,000	0,057	0,057
n7	0	0,000	0,000	0,047	0,047
n8	9	0,121	0,012	0,051	0,184
n9	0	0,000	0,000	0,090	0,090
n10	5	0,060	0,006	0,021	0,088
n11	23	0,302	0,030	0,048	0,380
n12	9	0,121	0,012	0,012	0,144
n13	27	0,362	0,036	0,051	0,450
n14	5	0,060	0,006	0,058	0,124
n15	23	0,302	0,030	0,062	0,394
n16	36	0,483	0,048	0,094	0,626
n17	9	0,121	0,012	0,035	0,168
n18	27	0,362	0,038	0,031	0,431
n19	0	0,000	0,000	0,024	0,024
n20	36	0,483	0,050	0,054	0,587
n21	14	0,181	0,019	0,019	0,219
n22	27	0,362	0,038	0,031	0,431
n23	14	0,181	0,019	0,024	0,224
n24	0	0,000	0,000	0,048	0,048
n25	0	0,000	0,000	0,019	0,019
n26	0	0,000	0,000	0,029	0,029
n27	5	0,060	0,006	0,025	0,091
n28	0	0,000	0,000	0,018	0,018
n29	5	0,060	0,006	0,014	0,081
n30	23	0,302	0,031	0,060	0,393
n31	5	0,060	0,006	0,037	0,103
n32	23	0,302	0,031	0,062	0,395
n33	36	0,483	0,050	0,050	0,583
n34	14	0,181	0,019	0,058	0,258
n35	18	0,241	0,024	0,050	0,316
n36	14	0,181	0,018	0,043	0,242
n37	18	0,241	0,024	0,058	0,323
n38	5	0,060	0,006	0,078	0,144

NUDO DE APORTE	POBLACIÓN APORTANTE	CAUDAL PUNTA HORARIO DE AGUA RESIDUAL	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL INFILTRACIÓN	CAUDAL TOTAL
	(hab.)	(l/s.)	(l/s.)	(l/s.)	(l/s.)
n39	0	0,000	0,000	0,044	0,044
n40	0	0,000	0,000	0,020	0,020
n41	0	0,000	0,000	0,022	0,022
n42	0	0,000	0,000	0,021	0,021
n43	0	0,000	0,000	0,043	0,043
n44	0	0,000	0,000	0,055	0,055
n45	0	0,000	0,000	0,057	0,057
n46	0	0,000	0,000	0,088	0,088
n47	0	0,000	0,000	0,048	0,048
n48	0	0,000	0,000	0,053	0,053
n49	0	0,000	0,000	0,022	0,022
n50	0	0,000	0,000	0,021	0,021
n51	0	0,000	0,000	0,007	0,007
n54	14	0,181	0,018	0,063	0,262
n55	27	0,362	0,036	0,052	0,451
n56	23	0,302	0,030	0,056	0,388
n57	73	0,966	0,097	0,079	1,142
n58	77	1,026	0,103	0,127	1,256
n59	41	0,543	0,054	0,043	0,640
n60	36	0,483	0,048	0,072	0,603
n61	104	1,388	0,139	0,014	1,542
n62	23	0,302	0,030	0,025	0,357
n63	145	1,932	0,193	0,063	2,188
n64	18	0,241	0,024	0,032	0,298
n65	9	0,121	0,012	0,032	0,165
n66	18	0,241	0,024	0,080	0,346
n67	23	0,302	0,030	0,045	0,377
n68	23	0,302	0,030	0,056	0,388
n69	18	0,241	0,024	0,047	0,313
n70	36	0,483	0,048	0,047	0,578
n71	9	0,121	0,012	0,040	0,173
n72	23	0,302	0,031	0,012	0,345
n73	14	0,181	0,019	0,018	0,218
n74	23	0,302	0,031	0,048	0,381
n75	0	0,000	0,000	0,059	0,059
n76	5	0,060	0,006	0,040	0,106

Tabla 13. Aportes de caudal sistema de redes de saneamiento parroquia Lita

4.6.3. Elaboración de modelo SWMM

Simplificaciones realizadas

Debido a que existen pozos de visita que sirven como inicio de un tramo de la red y también como unión de 2 tramos de red se deben realizar simplificaciones a la red para poder realizar el modelo. SWMM no permite la salida de dos líneas de un mismo nudo. Por tanto, en los pozos de visita antes mencionados se elimina el tramo de inicio y el aporte de caudal se agrega al nudo aguas abajo. La Figura 27 muestra un detalle de las simplificaciones realizadas en el modelo.



Figura 27. Detalle simplificaciones realizadas en la red.

Configuración del proyecto

Coefficiente de Manning usado

Trapote (2011) recomienda el uso de los siguientes valores del coeficiente de Manning “n” para los materiales indicados.

Material	n
Fundición revestida con mortero interior	0,011-0,014
Fundición sin revestir	0,012-0,015
Materiales plásticos (PVC, PE, PRFV)	0,003-0,010
Acero	0,010-0,011
Hormigón armado y pretensado	0,011-0,016
Hormigón vibrocentrifugado	0,013-0,016

Material	n
Gres	0,009-0,011
Hierro galvanizado	0,015-0,017
Fibro cemento	0,010-0,012

Tabla 14. Valores del coeficiente n de Manning para distintos materiales. Tomado de: (Trapote Jaume, 2011)

La norma ecuatoriana recomienda los valores de la Tabla 15

MATERIAL	Coefficiente de rugosidad
Hormigón simple: Con uniones de mortero.	0,013
Hormigón simple: con uniones de neopreno para nivel freático alto	0,013
Asbesto cemento	0,011
Plástico	0,011

Tabla 15. Coeficientes de rugosidad recomendados. Tomado de: Norma ecuatoriana de diseño

Por otro lado, el coeficiente n de Manning varía con el tiempo, aumentando su valor. Puertas (2008) recomienda el aumento del 10 al 20 % del valor recomendado, para redes existentes.

El sistema de redes de saneamiento de Lita fue construido en etapas teniéndose conductos de hasta 19 años de edad, razón por la cual se adopta el máximo valor recomendado de 20%.

Por otro lado, las tuberías empleadas en la construcción de la red son de hormigón vibrocentrifugado.

$$n_{actual} = n_{diseño} \cdot 1,20 \quad (10)$$

Teniéndose,

$$n_{actual} = 0,013 \cdot 1,20$$

$$n_{actual} = \mathbf{0,015}$$

Cálculo hidráulico utilizando el modelo de transporte de la Onda Dinámica

El modelo de transporte de la Onda Dinámica resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant, por lo que los resultados obtenidos serán los más precisos que se puedan obtener. Estas

ecuaciones suponen la aplicación de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento en las conducciones y la continuidad de los volúmenes en los nudos.

Con este tipo de modelo de transporte es posible representar el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder el valor del caudal a tubo lleno obtenido mediante la ecuación de Manning.

El modelo de transporte de la Onda Dinámica puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado.

Patrones temporales

Permiten simular la variación del caudal de forma periódica. Se trata de coeficientes multiplicadores de los valores de referencia introducidos como caudal de tiempo seco.

Los patrones temporales se han obtenido en base a mediciones del caudal consumido de agua potable. Las mediciones se realizaron en la tubería de salida del tanque de reserva. Es importante señalar que, al tratarse de un consumo residencial, donde se tiene el servicio de agua las 24 horas del día, las variaciones de consumo de agua potable se asemejan mucho a los patrones temporales utilizados en la modelación de redes de saneamiento. Para el presente proyecto se han definido dos tipos de patrones: no para días laborables y otros para fin de semana.

En la Figura 28 se observa la variación horaria del consumo de agua potable en la parroquia Lita. Los consumos son similares entre las dos curvas, excepto en las horas de la mañana de los fines de semana donde se tiene mayores consumos, debido a las actividades de comercio que dan tradicionalmente en la parroquia.

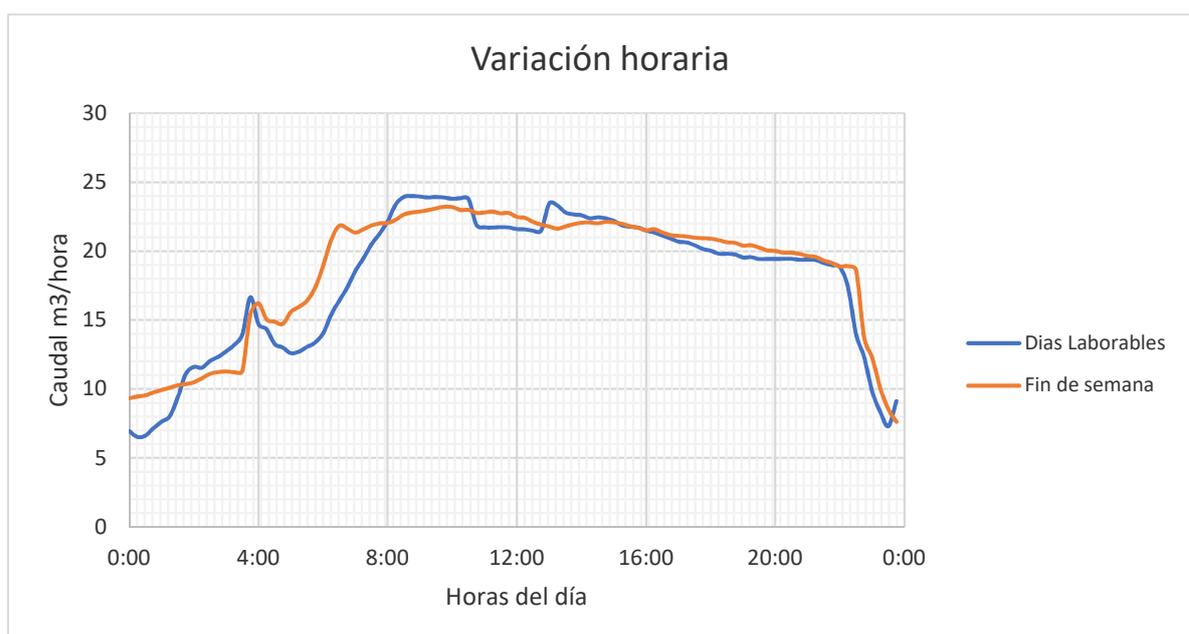


Figura 28. Variación diaria del consumo de agua potable

El coeficiente de modulación media horaria se obtiene mediante la expresión (11)

$$C_{mod}(t) = \frac{Q(t)}{Q_{med}} \quad (11)$$

Donde,

$C_{mod}(t)$: Coeficiente de modulación media para la hora t

$Q(t)$: Caudal para la hora t (m³/hora)

Q_{med} : Caudal medio (m³/hora)

Aplicando esta expresión, para las mediciones realizadas en días laborables y en fines de semana, se obtienen los siguientes coeficientes de modulación.

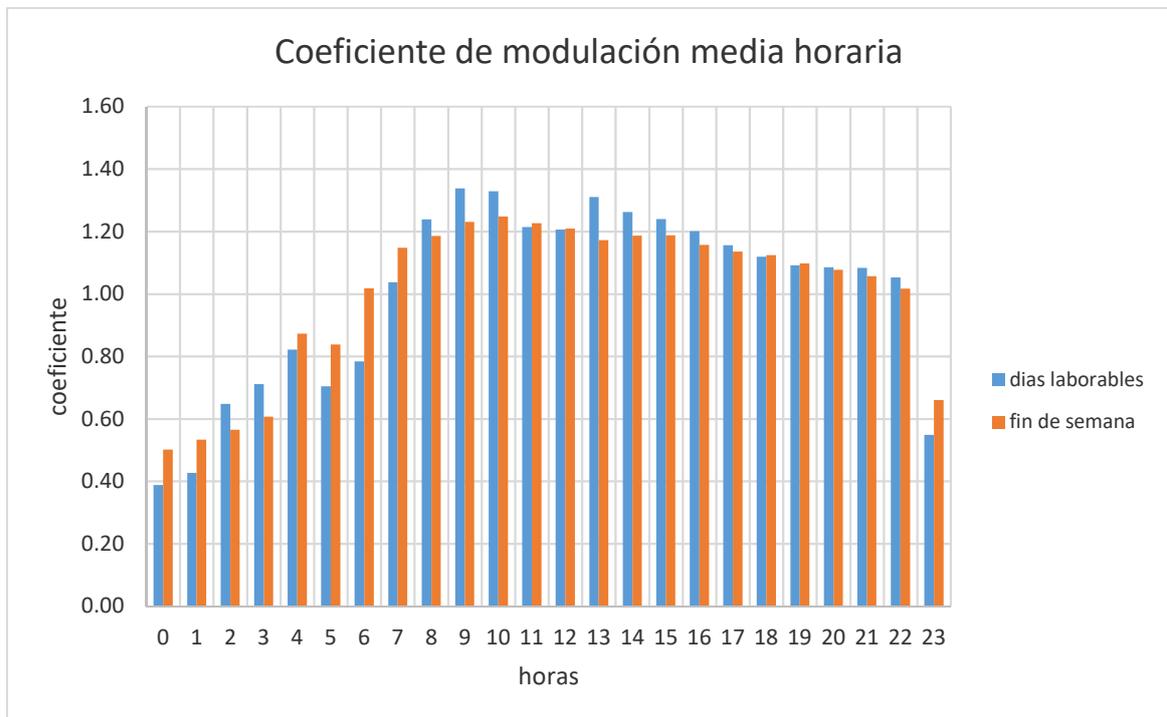


Figura 29. Coeficientes de modulación media horaria

Tiempos de la simulación

La simulación se realizará durante 168 horas correspondientes a una semana, con inicio a las 0:00 del día lunes y finalización a las 24:00 del día Domingo. En la Figura 30 se muestra la el modelo de la red elaborado en SWMM 5.0 vE

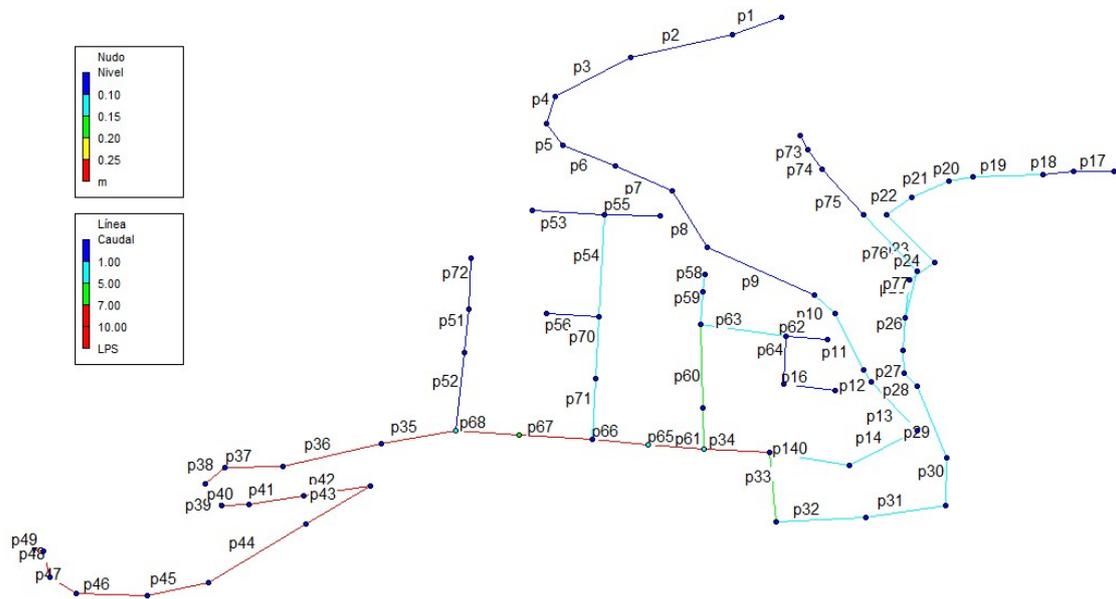


Figura 30. Modelo Red de saneamiento parroquia Lita

4.6.4. Evaluación de la red de saneamiento

El objetivo de realizar una evaluación de la red de saneamiento es de comprobar el correcto funcionamiento de la misma, para lo cual se realizan las siguientes comprobaciones:

- Comprobación de velocidades máximas y mínimas.
- Comprobación de la capacidad de los conductos.

Comprobación de velocidades

La red de saneamiento debe cumplir con los límites máximos y mínimos con el objetivo de:

1. Evitar la erosión en las paredes del colector a la acción mecánica del agua, lo que requiere limitar superiormente su velocidad. La norma ecuatoriana establece las velocidades máximas de acuerdo al material de la red de saneamiento, estos valores se exponen en la Tabla 16.

Material	Velocidad máxima
	(m/s).
Hormigón simple con unión de mortero	4,00
Hormigón simple con unión de neopreno para nivel freático alto	3,50 – 4,00
Asbesto cemento	4,50 – 5,00
Plástico	4,50

Tabla 16. Velocidades máximas en redes de saneamiento Fuente: (SENAGUA,2012)

2. Garantizar unas mínimas condiciones de transporte de sedimentos en los conductos, para lo cual la velocidad del agua debe ser suficientemente elevada a fin de evitar depósitos que darían lugar a la disminución de la capacidad portante de la sección y a la producción de olores derivados de las fermentaciones anaeróbicas (Trapote Jaume, 2011)

La norma ecuatoriana establece que, en redes de saneamiento, en condiciones de caudal máximo instantáneo la velocidad mínima que debe tener el agua residual es de 0,45 m/s. Se recomienda que preferiblemente la velocidad sea mayor que 0,60 m/s, para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido.

En el sistema se tienen velocidades menores a la mínima todo el tiempo en los tramos p1, p2, p52, p53, p54, p61 y p72. Por lo tanto, se trata de tramos en los cuales se deberá realizar una limpieza muchos más frecuente. En estos tramos los sedimentos tenderán a acumularse con mayor facilidad. En la Figura 31 y Figura 32 se muestra la variación de velocidades de estos tramos durante todo el tiempo de simulación.

Mientras que en los tramos: p3, p5, p6, p7, p12, p14, p16, p17, p18, p19, p20, p21, p34, p51, p55, p56, p58, p60, p62, p63, p64, p70, p71, p73, p74, p75, p76, p24 y p140 se tienen velocidades bajas en las horas de bajo consumo de agua, pero sí cumplen con la velocidad mínima en horas punta, de acuerdo a las normas establecidas.

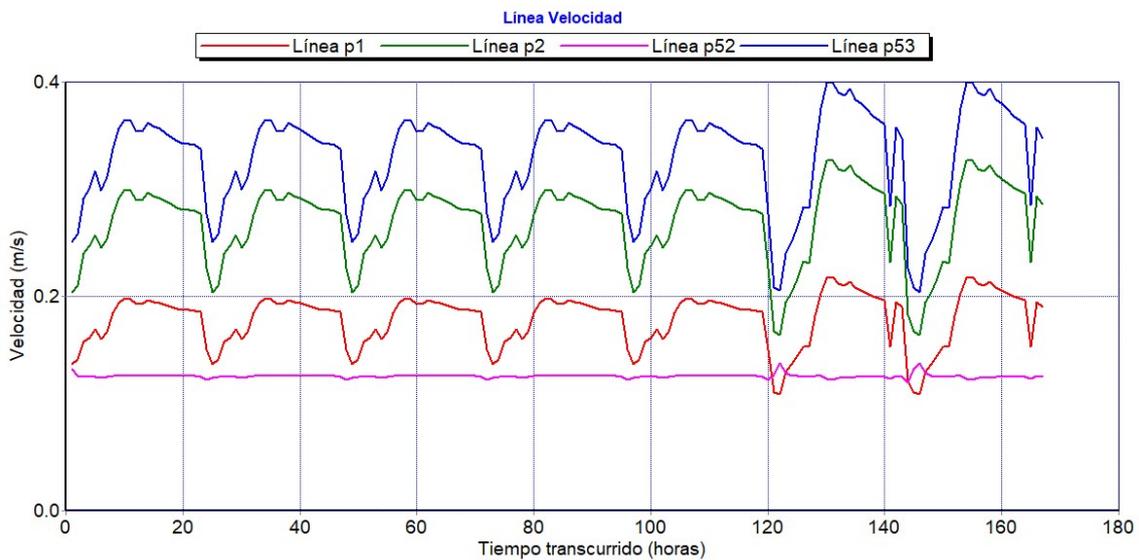


Figura 31. Variación de la velocidad en tramos p1, p2, p52, p53

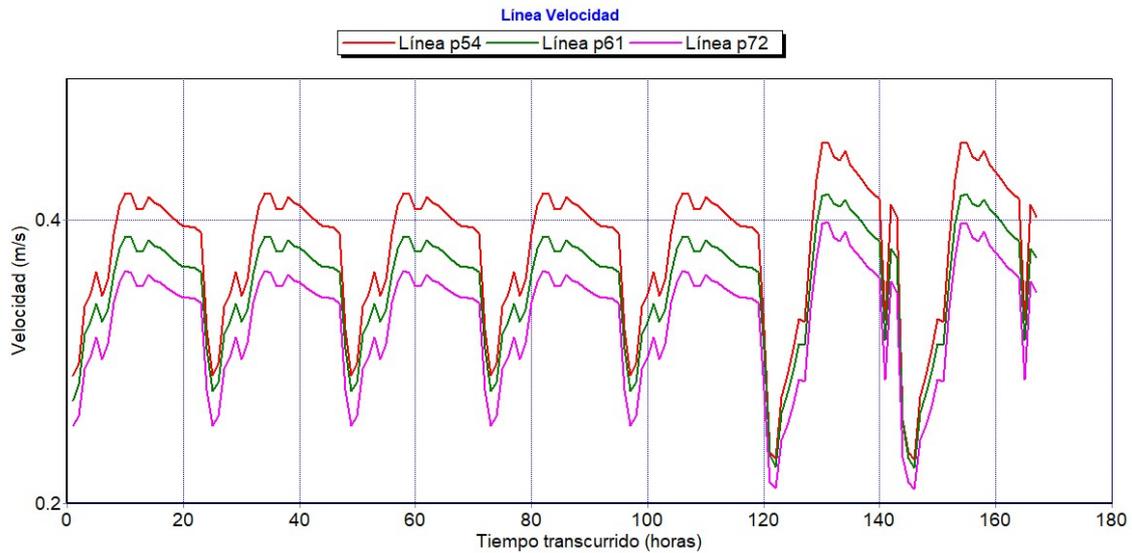


Figura 32. Variación de la velocidad en tramos p54, p61, p72

Comprobación de la capacidad de los conductos

En las conducciones cuyo funcionamiento sea en lámina libre, deberá comprobarse que, en la hipótesis de circulación del caudal máximo del proyecto, en el llenado de las mismas es inferior al 75% de la sección en los casos de conducciones de aguas residuales. (Trapote Jaume, 2011)

La norma ecuatoriana indica que los conductos nunca funcionen llenos y que la superficie del líquido, siempre esté por debajo de la corona del tubo, permitiendo la presencia de un espacio para la ventilación del líquido y así impedir la acumulación de gases tóxicos

Mientras que la normativa del ayuntamiento de Valencia señala que los conductos funcionen al 80% del calado que se presentaría al tenerse la sección llena con régimen flujo uniforme.

El sistema presenta algunos problemas. De acuerdo a los resultados obtenidos luego de la simulación realizada, se observa que el pozo n69 presenta sobrecarga. La sobrecarga ocurre cuando el agua sube por encima del conducto más elevado.

El tiempo en sobrecarga del pozo durante la semana simulada es de 17,73 horas. En la Figura 33 se observa que la sobrecarga se produce los días sábado y domingo. Con una altura máxima del agua en el pozo de 0,423 metros sobre la base del pozo.

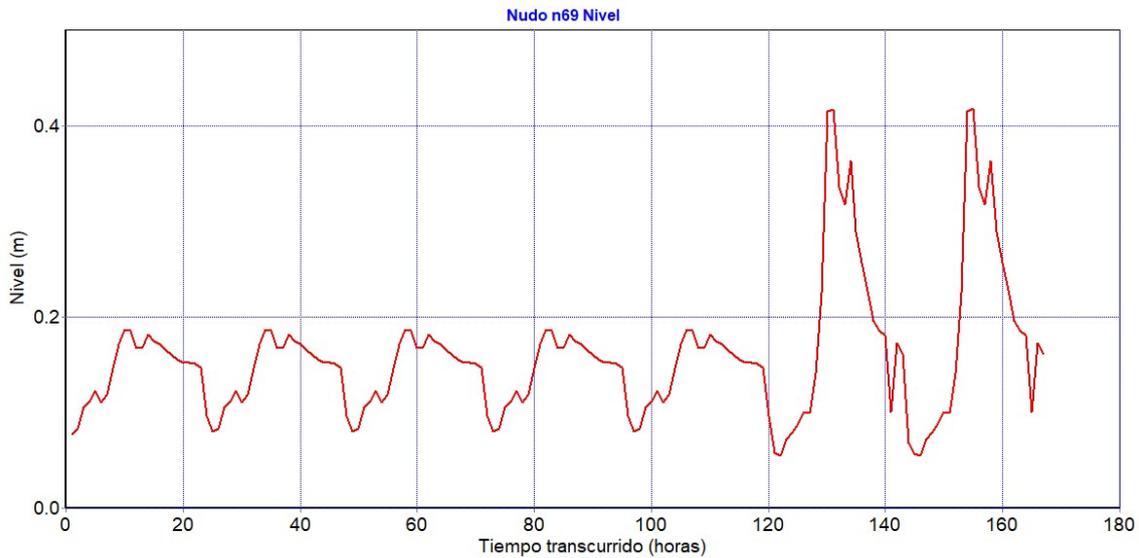


Figura 33. Variación de niveles en pozo de visita n69

Los conductos p66 y p68 presentan sobrecargas como se puede ver en la Tabla 17

Tramos	Horas lleno			Horas Q>Q unif. Tubo lleno	Horas capacidad limitada
	Ambos extremos	extremo inicial	extremo final		
p66	0,01	0,01	0,01	1,69	0,01
p68	0,01	0,01	0,01	33,53	0,01

Tabla 17. Tramos que presentan sobrecarga

Por otro lado, se tiene en el conducto p68 supera la capacidad máxima establecida (Tabla 18)

Días	Hora	Capacidad (%)
fines de semana	9:00:00	81
fines de semana	10:00:00	85
fines de semana	11:00:00	85
fines de semana	12:00:00	84
fines de semana	13:00:00	83
fines de semana	14:00:00	84
fines de semana	15:00:00	83
fines de semana	16:00:00	82
fines de semana	17:00:00	81

Tabla 18. Horas que el tramo p68 supera la capacidad máxima establecida.

Observando el perfil de los conductos, se puede apreciar que el problema se genera por un mal entroncamiento de los conductos. El pozo n37 no posee la profundidad suficiente para permitir que el tramo aguas arriba tenga una pendiente adecuada, a esto se suma que presenta un salto de la tubería al ingresar al pozo de visita. Lo que genera la entrada en carga del tramo aguas arriba afectando inclusive al pozo n68 el cual entra en carga, aunque en un periodo muy reducido.

Se verifica también que la pendiente del tramo entre los pozos n67 y n68 (tramo p68) es muy baja de alrededor de 4,9% que genera un mal funcionamiento. En la Figura 34 se muestra el perfil de la lámina de agua de los tramos que presentan mal funcionamiento en hora pico.

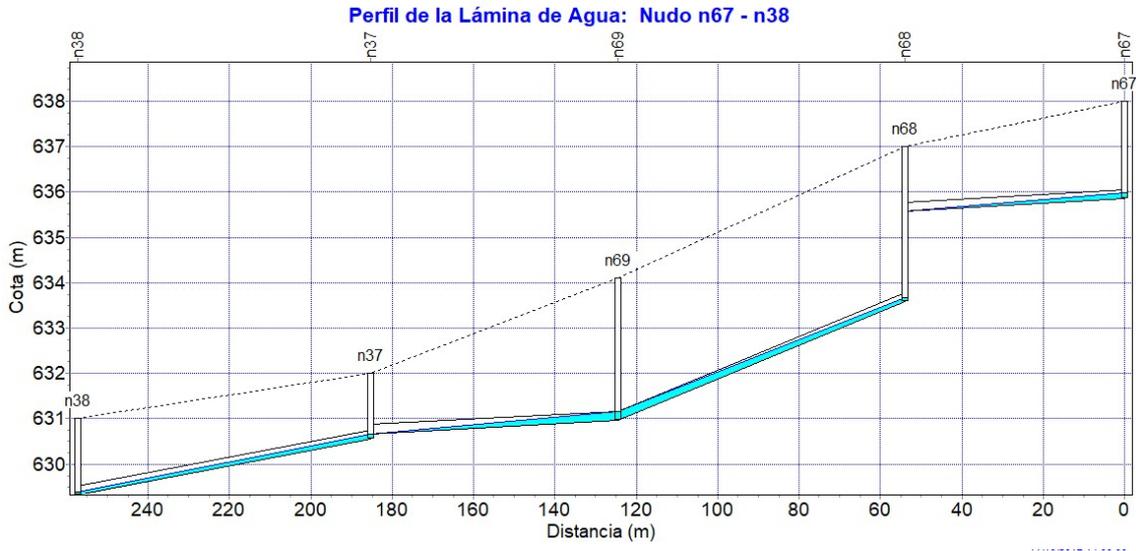


Figura 34. Perfil de tramos que presentan sobrecarga

4.6.5. Solución planteada

Para mejorar el funcionamiento del sistema de redes de saneamiento, se plantea, aumentar las pendientes de los conductos, aprovechando la topografía del lugar. Eliminar los saltos en los pozos de registro, mejorando la circulación y aumentando la velocidad de flujo.

En la Figura 35 se aprecia en línea de color magenta el trazado actual de la red, mientras que en azul el trazado propuesto. Nótese que el trazado propuesto se asemeja a la pendiente natural del terreno.

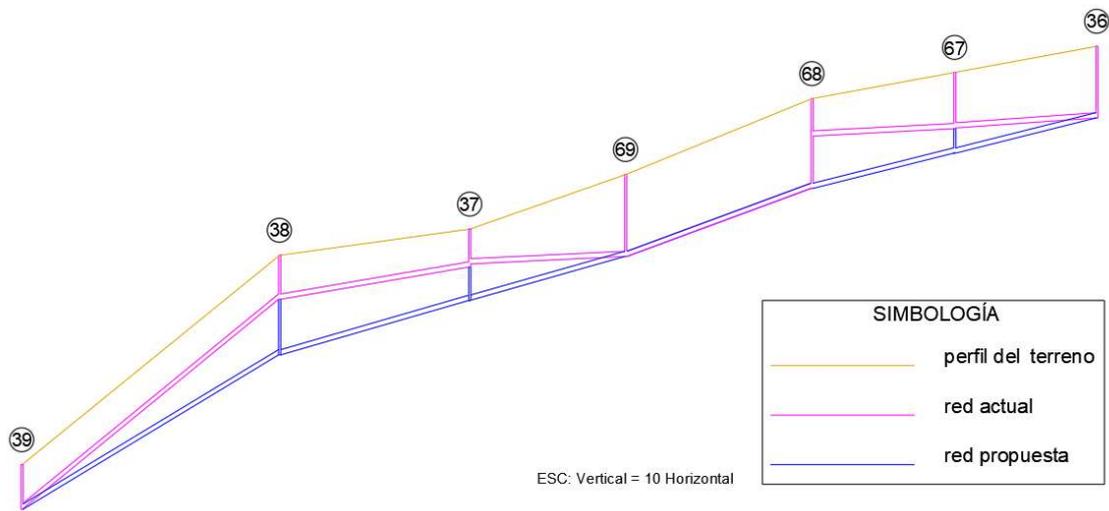


Figura 35. Trazado en perfil propuesto para solucionar problemas de sobrecarga

Con este nuevo trazado se eliminan los problemas de sobrecarga en pozos de registro que ocasionaban la entrada en carga de los conductos aguas arriba. En la Figura 36 se observa la holgura con la que se transporta el agua en del sistema en el perfil propuesto.

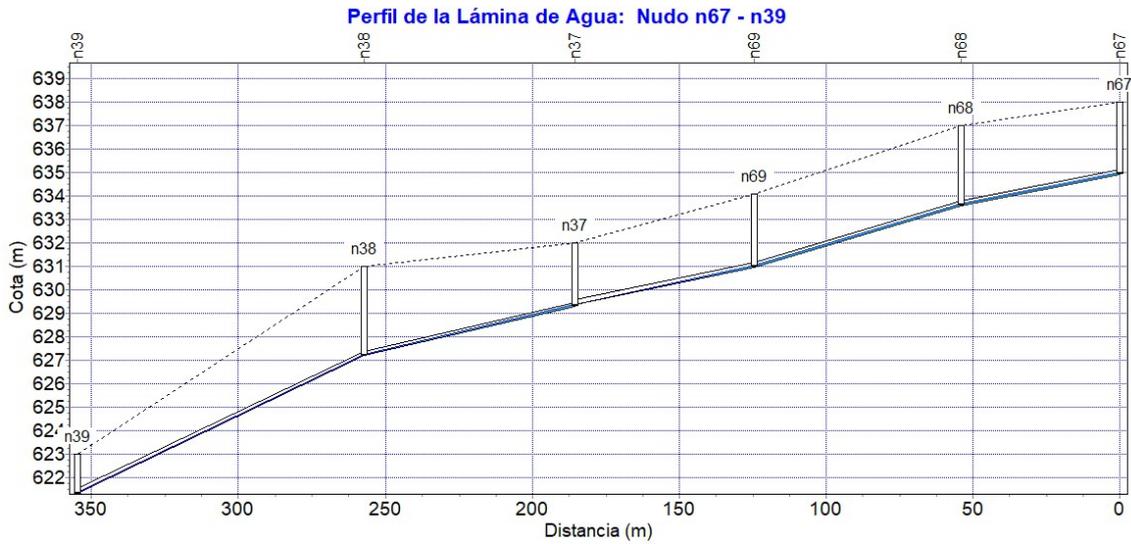


Figura 36. Perfil del nuevo trazado

Se presenta en la Tabla 19 los niveles en los pozos de visita medio y máximo, en ninguno de los cuales se tiene sobrecarga.

Pozo de visita	Nivel medio	Nivel máximo	Día	Hora
	(m)	(m)		
n1	0,01	0,01	Domingo	10:27
n2	0,01	0,02	Sábado	10:16
n3	0,01	0,02	Sábado	10:26
n4	0,01	0,01	Domingo	10:28
n5	0,01	0,01	Sábado	10:28
n6	0,01	0,01	Domingo	10:30
n7	0,01	0,02	Sábado	10:32
n8	0,02	0,02	Sábado	10:33
n9	0,01	0,02	Sábado	10:37
n10	0,01	0,02	Sábado	10:37
n11	0,02	0,02	Sábado	10:38
n12	0,04	0,05	Domingo	10:38
n13	0,02	0,03	Sábado	10:40
n14	0,03	0,03	Sábado	10:41
n15	0,04	0,05	Domingo	10:59
n16	0,01	0,02	Sábado	10:14
n17	0,03	0,03	Domingo	10:45
n18	0,01	0,02	Domingo	10:22
n19	0,01	0,01	Domingo	10:29

Pozo de visita	Nivel medio	Nivel máximo	Día	Hora
	(m)	(m)		
n20	0,02	0,03	Sábado	10:08
n21	0,02	0,02	Domingo	10:15
n22	0,03	0,03	Sábado	10:41
n23	0,02	0,03	Domingo	10:16
n24	0,02	0,02	Sábado	10:35
n25	0,03	0,04	Domingo	10:49
n26	0,02	0,03	Domingo	10:58
n27	0,02	0,03	Domingo	10:59
n28	0,02	0,03	Domingo	10:59
n29	0,04	0,06	Domingo	10:59
n30	0,03	0,03	Domingo	10:59
n31	0,02	0,03	Domingo	10:59
n32	0,04	0,06	Domingo	10:59
n33	0,06	0,08	Domingo	10:59
n34	0,04	0,05	Domingo	10:59
n35	0,05	0,07	Domingo	10:59
n36	0,06	0,08	Domingo	10:59
n37	0,08	0,11	Domingo	10:59
n38	0,06	0,08	Domingo	10:59
n39	0,06	0,08	Domingo	10:59
n40	0,06	0,07	Domingo	10:59
n41	0,06	0,09	Domingo	10:59
n42	0,08	0,11	Domingo	10:59
n43	0,06	0,08	Domingo	10:59
n44	0,07	0,09	Domingo	10:59
n45	0,06	0,08	Domingo	10:59
n46	0,05	0,07	Domingo	10:59
n47	0,05	0,07	Domingo	10:59
n48	0,06	0,08	Domingo	10:59
n49	0,06	0,07	Domingo	10:59
n50	0,06	0,08	Domingo	10:59
n51	0,05	0,07	Domingo	10:59
n54	0,01	0,01	Sábado	10:27
n55	0,01	0,02	Domingo	10:56
n56	0,01	0,01	Domingo	10:11
n57	0,02	0,03	Sábado	10:57
n58	0,06	0,08	Sábado	10:57
n59	0,01	0,01	Sábado	10:06
n60	0,01	0,02	Sábado	10:33
n61	0,03	0,04	Domingo	10:59
n62	0,02	0,03	Domingo	10:59

Pozo de visita	Nivel medio	Nivel máximo	Día	Hora
	(m)	(m)		
n63	0,06	0,09	Domingo	10:59
n64	0,07	0,09	Domingo	10:59
n65	0,01	0,01	Domingo	10:20
n66	0,03	0,04	Domingo	10:53
n67	0,06	0,08	Domingo	10:59
n68	0,07	0,09	Domingo	10:59
n69	0,07	0,1	Domingo	10:59
n70	0,04	0,06	Domingo	10:59
n71	0,00	0,01	Domingo	10:12
n72	0,01	0,01	Sábado	10:25
n73	0,01	0,01	Sábado	10:38
n74	0,01	0,02	Sábado	10:32
n75	0,03	0,04	Domingo	10:59
n76	0,01	0,02	Domingo	10:59
n52	0,05	0,07	Domingo	10:59

Tabla 19. Niveles medios y máximos en pozos de visita.

En el pozo n69 que antes de la modificación se mantenía con sobrecarga en un periodo de 33,53 horas (ver Tabla 17) luego de las mejoras al trazado en perfil no presenta problemas. La Figura 37 muestra los niveles de agua en el pozo de visita.

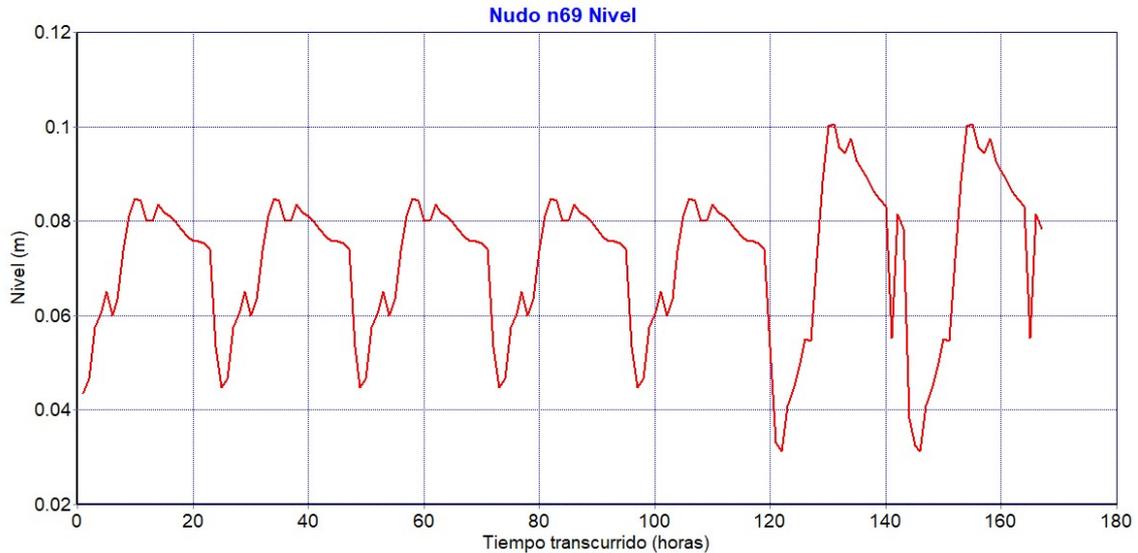


Figura 37. Evolución de los niveles en el pozo de visita n69

Se presenta en la Figura 38 la capacidad de todos los tramos del nuevo trazado, nótese que ninguno sobrepasa el 80% de capacidad.

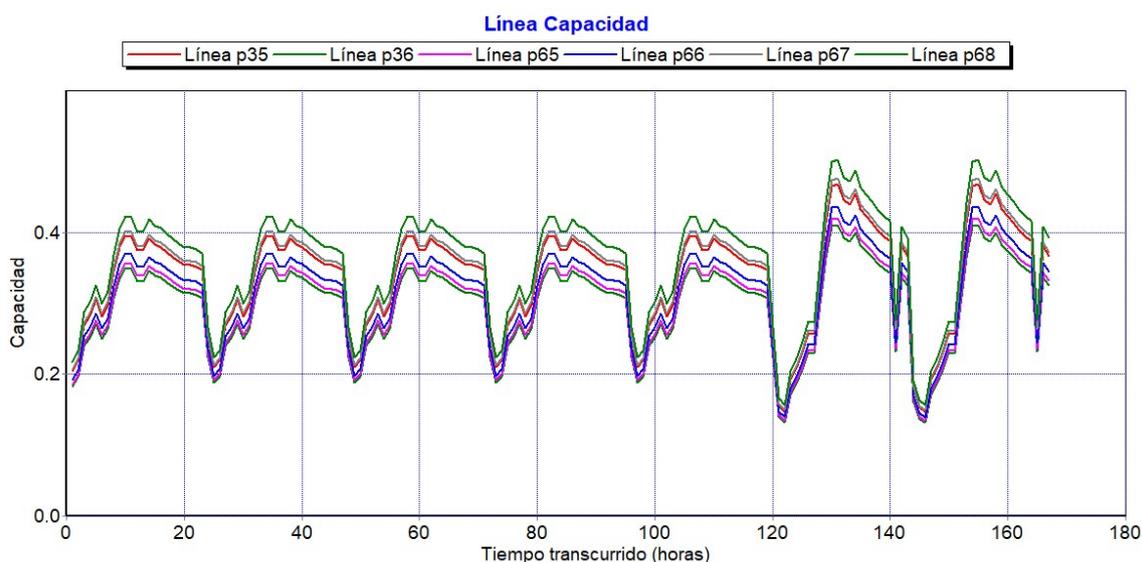


Figura 38. Evolución en el tiempo de la capacidad de los tramos p35, p36, p65, p66, p67, p68.

Como resumen de las acciones a emprender se muestra en la Tabla 20 los cambios a realizar.

ITEM	TRABAJOS A REALIZAR	UNIDAD	CANTIDAD
1	Cambio tubería de hormigón vibro centrifugado de diámetro 200mm	m	409
2	Construcción de pozos de visita	u	3

Tabla 20. Resumen de trabajos a realizar para mejorar el sistema.

Como se puede observar, acciones puntuales, con un requerimiento de recursos económicos bajo pueden mejorar sensiblemente el funcionamiento del sistema y evitar problemas de sobrecarga que puedan dar lugar a roturas de los conductos.

Por último, se hace una comprobación del funcionamiento de la red para el año horizonte de diseño del sistema de tratamiento, con el objetivo de verificar qué tan apta está esta red de aceptar el caudal futuro.

La parroquia no tiene definida una planificación de futuras zonas de expansión poblacional (zonas que cambiarían el uso de suelo de agrícola a residencial) Se asume un incremento proporcional a la actual distribución poblacional de la parroquia.

Asumiendo estas condiciones se distribuye el caudal máximo horario futuro en el área del proyecto, los resultados se muestran en la Tabla 21.

NUDO DE APORTE	POBLACIÓN APORTANTE	CAUDAL PUNTA HORARIO DE AGUA RESIDUAL	CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL INFILTRACIÓN	CAUDAL TOTAL
1	14	0,121	0,013	0,040	0,174
2	7	0,060	0,007	0,080	0,147
3	0	0,000	0,000	0,072	0,072
4	0	0,000	0,000	0,022	0,022

NUDO DE APORTE	POBLACIÓN APORTANTE	CAUDAL PUNTA HORARIO DE AGUA RESIDUAL	CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL INFILTRACIÓN	CAUDAL TOTAL
5	0	0,000	0,000	0,026	0,026
6	0	0,000	0,000	0,057	0,057
7	0	0,000	0,000	0,047	0,047
8	14	0,121	0,013	0,051	0,185
9	0	0,000	0,000	0,090	0,090
10	7	0,060	0,007	0,021	0,088
11	34	0,302	0,033	0,048	0,383
12	14	0,121	0,013	0,012	0,145
13	41	0,362	0,039	0,051	0,453
14	7	0,060	0,007	0,058	0,125
15	34	0,302	0,033	0,062	0,397
16	54	0,483	0,052	0,094	0,630
17	14	0,121	0,013	0,035	0,169
18	41	0,362	0,039	0,031	0,432
19	0	0,000	0,000	0,024	0,024
20	54	0,483	0,052	0,054	0,589
21	20	0,181	0,020	0,019	0,220
22	41	0,362	0,039	0,031	0,432
23	20	0,181	0,020	0,024	0,225
24	0	0,000	0,000	0,048	0,048
25	0	0,000	0,000	0,019	0,019
26	0	0,000	0,000	0,029	0,029
27	7	0,060	0,007	0,025	0,092
28	0	0,000	0,000	0,018	0,018
29	7	0,060	0,007	0,014	0,081
30	34	0,302	0,033	0,060	0,394
31	7	0,060	0,007	0,037	0,104
32	34	0,302	0,033	0,062	0,397
33	54	0,483	0,052	0,050	0,585
34	20	0,181	0,020	0,058	0,258
35	27	0,241	0,026	0,050	0,318
36	20	0,181	0,020	0,043	0,244
37	27	0,241	0,026	0,058	0,325
38	7	0,060	0,007	0,078	0,145
39	0	0,000	0,000	0,044	0,044
40	0	0,000	0,000	0,020	0,020
41	0	0,000	0,000	0,022	0,022
42	0	0,000	0,000	0,021	0,021
43	0	0,000	0,000	0,043	0,043

NUDO DE APORTE	POBLACIÓN APORTANTE	CAUDAL PUNTA HORARIO DE AGUA RESIDUAL	CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL INFILTRACIÓN	CAUDAL TOTAL
44	0	0,000	0,000	0,055	0,055
45	0	0,000	0,000	0,057	0,057
46	0	0,000	0,000	0,088	0,088
47	0	0,000	0,000	0,048	0,048
48	0	0,000	0,000	0,053	0,053
49	0	0,000	0,000	0,022	0,022
50	0	0,000	0,000	0,021	0,021
51	0	0,000	0,000	0,007	0,007
54	20	0,181	0,020	0,063	0,264
55	41	0,362	0,039	0,052	0,454
56	34	0,302	0,033	0,056	0,390
57	109	0,966	0,105	0,079	1,150
58	116	1,026	0,111	0,127	1,265
59	61	0,543	0,059	0,043	0,645
60	54	0,483	0,052	0,072	0,607
61	156	1,388	0,151	0,014	1,553
62	34	0,302	0,033	0,025	0,359
63	218	1,932	0,209	0,063	2,204
64	27	0,241	0,026	0,032	0,300
65	14	0,121	0,013	0,032	0,166
66	27	0,241	0,026	0,080	0,348
67	34	0,302	0,033	0,045	0,379
68	34	0,302	0,033	0,056	0,391
69	27	0,241	0,026	0,047	0,315
70	54	0,483	0,052	0,047	0,582
71	14	0,121	0,013	0,040	0,174
72	34	0,302	0,033	0,012	0,347
73	20	0,181	0,020	0,018	0,219
74	34	0,302	0,033	0,048	0,383
75	0	0,000	0,000	0,059	0,059
76	7	0,060	0,007	0,040	0,107

Tabla 21. Caudales proyectados a futuro que recibirá la red de saneamiento.

Analizando los nudos del sistema se puede verificar que no hay sobre carga para el caudal futuro en el modelo. Es decir, las mejoras propuestas permitirán un funcionamiento correcto presente y en horizonte del año 2042. En la Tabla 22 se observan los niveles medios y máximos de agua en los pozos de visita de la red de saneamiento.

Pozo de visita	Nivel medio	Nivel máximo	Día	Hora
	(m)	(m)		
n1	0,01	0,01	Domingo	10:27
n2	0,02	0,02	Domingo	10:14
n3	0,01	0,02	Sábado	10:25
n4	0,01	0,01	Sábado	10:26
n5	0,01	0,02	Sábado	10:27
n6	0,01	0,02	Sábado	10:29
n7	0,01	0,02	Sábado	10:31
n8	0,02	0,02	Sábado	10:31
n9	0,01	0,02	Sábado	10:35
n10	0,01	0,02	Sábado	10:36
n11	0,02	0,02	Sábado	10:37
n12	0,04	0,05	Domingo	10:37
n13	0,03	0,03	Domingo	10:38
n14	0,03	0,04	Sábado	10:39
n15	0,04	0,05	Sábado	10:59
n16	0,02	0,02	Domingo	10:13
n17	0,03	0,04	Domingo	10:52
n18	0,01	0,02	Domingo	10:19
n19	0,01	0,02	Domingo	10:20
n20	0,02	0,03	Sábado	10:06
n21	0,02	0,03	Sábado	10:12
n22	0,03	0,04	Domingo	10:14
n23	0,03	0,04	Sábado	10:14
n24	0,02	0,03	Sábado	10:15
n25	0,04	0,05	Sábado	10:27
n26	0,02	0,03	Domingo	10:41
n27	0,03	0,03	Sábado	10:59
n28	0,03	0,04	Sábado	10:59
n29	0,05	0,07	Sábado	10:59
n30	0,03	0,04	Sábado	10:59
n31	0,03	0,03	Sábado	10:59
n32	0,05	0,07	Sábado	10:59
n33	0,07	0,09	Sábado	10:59
n34	0,04	0,05	Sábado	10:59
n35	0,06	0,08	Sábado	10:59
n36	0,08	0,11	Sábado	10:59
n37	0,1	0,14	Sábado	10:59
n38	0,08	0,11	Sábado	10:59
n39	0,07	0,1	Sábado	10:59
n40	0,07	0,09	Sábado	10:59
n41	0,07	0,1	Sábado	10:59

Pozo de visita	Nivel medio	Nivel máximo	Día	Hora
	(m)	(m)		
n42	0,09	0,13	Sábado	10:59
n43	0,07	0,1	Sábado	10:59
n44	0,08	0,11	Sábado	10:59
n45	0,07	0,09	Sábado	10:59
n46	0,06	0,08	Sábado	10:59
n47	0,06	0,08	Sábado	10:59
n48	0,07	0,1	Sábado	10:59
n49	0,06	0,09	Sábado	10:59
n50	0,07	0,09	Sábado	10:59
n51	0,06	0,08	Sábado	10:59
n54	0,01	0,02	Sábado	10:48
n55	0,01	0,02	Sábado	10:32
n56	0,01	0,01	Sábado	10:19
n57	0,02	0,03	Domingo	10:50
n58	0,07	0,09	Domingo	10:54
n59	0,01	0,01	Domingo	10:06
n60	0,01	0,02	Domingo	10:19
n61	0,04	0,05	Sábado	10:59
n62	0,02	0,03	Sábado	10:59
n63	0,08	0,10	Sábado	10:59
n64	0,08	0,10	Sábado	10:59
n65	0,01	0,01	Sábado	10:18
n66	0,03	0,05	Sábado	10:48
n67	0,08	0,11	Sábado	10:59
n68	0,09	0,12	Sábado	10:59
n69	0,1	0,14	Sábado	10:59
n70	0,05	0,07	Sábado	10:50
n71	0,01	0,01	Sábado	10:12
n72	0,01	0,01	Domingo	10:18
n73	0,01	0,02	Domingo	10:53
n74	0,02	0,02	Domingo	10:53
n75	0,03	0,04	Sábado	10:59
n76	0,02	0,02	Sábado	10:59
n52	0,06	0,08	Sábado	10:59

Tabla 22. Niveles medios y máximos en pozos de visita con caudal proyectado a futuro.

En cuanto a velocidades los tramos p1, p2, p53, p54, p72 presentan valores menores a los mínimos establecidos durante todo el periodo de simulación. Como se mencionó anteriormente,

en estos tramos el mantenimiento de pozos y conductos debe ser frecuente. La Figura 39 muestra la evolución de la velocidad de estos tramos en el tiempo de simulación.

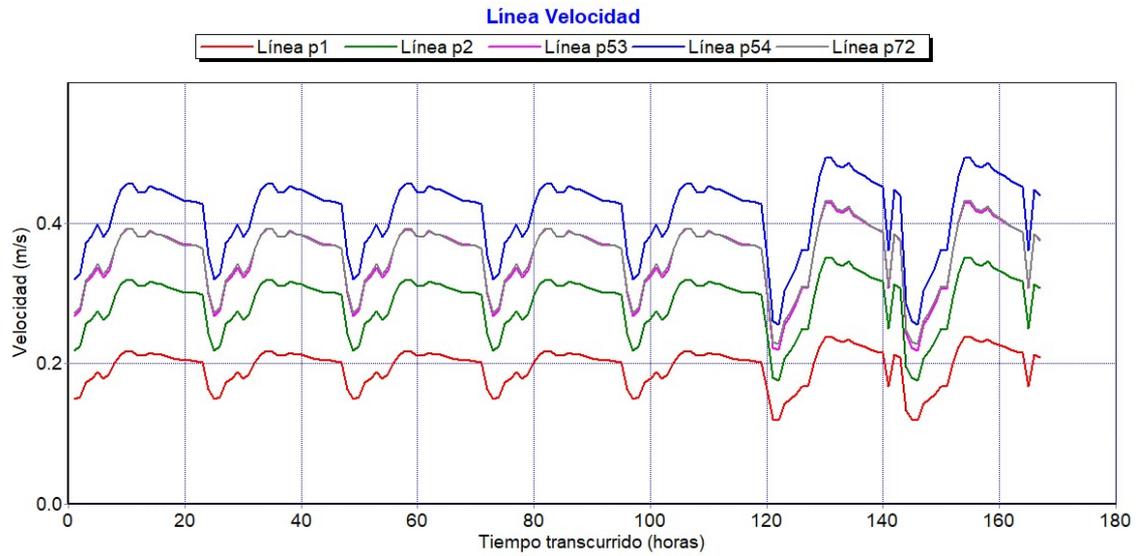


Figura 39. Evolución en el tiempo de la velocidad de los tramos p1, p2, p53, p54, p72 con caudal proyectado a futuro.

Al simular el comportamiento de la red con el caudal futuro, se observa que ningún tramo presenta un llenado mayor al 80% del diámetro del tubo. En la Figura 40 se muestra la variación de la capacidad de los tramos identificados como críticos, en los que se modificó el trazado en perfil.

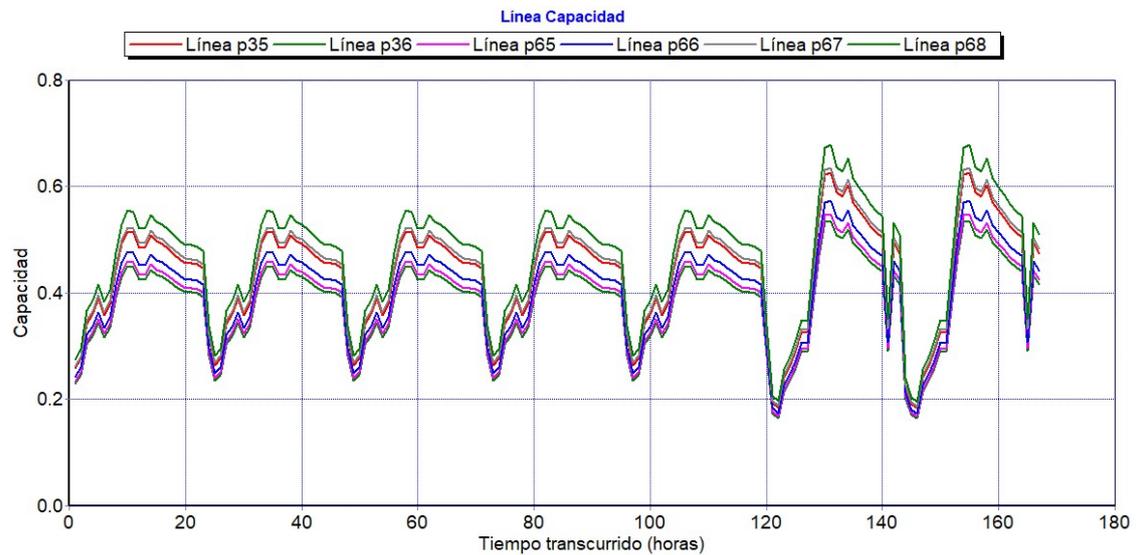


Figura 40. Evolución de la capacidad en los tramos p35,p36, p65, p66, p67, p68.

4.7. Diseño del Sistema de depuración

El sistema de depuración está compuesto por los siguientes procesos: Pretratamiento, Tratamiento primario y tratamiento secundario. En la Figura 41 se presenta un esquema de los procesos que se llevarán a cabo en el sistema de tratamiento de Lita.

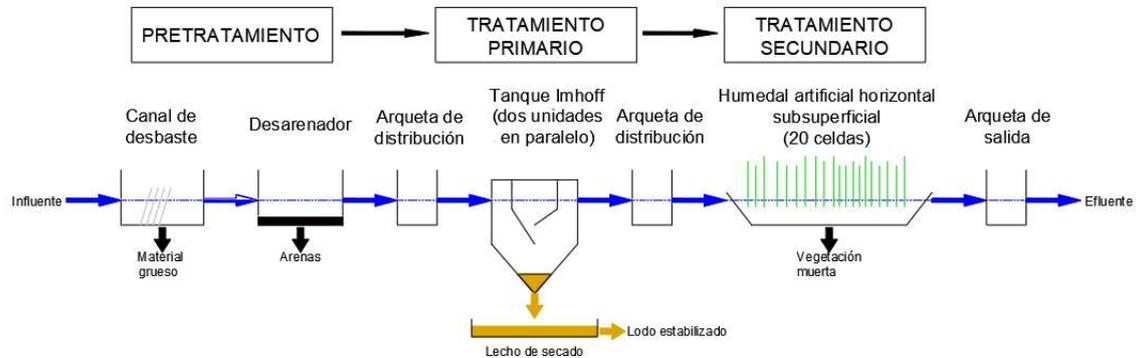


Figura 41. Esquema del sistema de depuración para la parroquia Lita

4.7.1. Pretratamiento

Canal de desbaste

El primer proceso al que se somete el agua residual es al canal de desbaste, proceso en el cual se separan los sólidos que son interceptados con las rejillas. En el canal también se produce un proceso de desarenado debido a la disminución de la velocidad del agua como consecuencia de aumentar la sección a la del colector de llegada.

Los valores recomendados para el diseño de la reja de gruesos por García Serrano y Corzo Hernández (2012) se exponen en la Tabla 23.

Características	Rejas de gruesos	Rejas de finos
Modo de funcionamiento	Manual	Automático
Anchura de los barrotes (mm)	>12	<6
Luz entre barrotes (mm)	50-100	10-25
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30-45	
Velocidad de aproximación (m/s)	0,3-0,6	
Pérdida de carga admisible (m)	0,15	0,15

Tabla 23. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejillas. Tomado de (Metcalf y Eddy, Inc., 2003)

Los valores considerados para el presente diseño serán,

Anchura de barrotes: 15 mm (mantenimiento manual)

Luz entre barrotes: 50 mm

Pendiente en relación a la vertical: 45°

Velocidad de aproximación: 0,3 m/s.

Ancho útil de paso

Se calcula tomando en cuenta el grado de colmatación García Serrano y Corzo Hernández (2012) indica que se utiliza un valor de 30%.

Se calcula mediante la expresión,

$$W_u = (A_c - n \cdot A_b) \cdot \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (12)$$

Donde,

W_u : ancho útil de paso (m)

A_c : ancho del canal (m)

n : número de barrotes

A_b : ancho de barrotes (m)

G : el grado de colmatación (%)

Para el presente diseño, se toma un grado de colmatación igual al 30% de acuerdo a las recomendaciones de García Serrano y Corzo Hernández (2012).

$$W_u = (0,5 \text{ m} - 8 \cdot 0,015 \text{ m}) \cdot \left(1 - \frac{30}{100}\right)$$

$$W_u = 0,27 \text{ m}$$

Calado necesario

Se calcula mediante la expresión,

$$h = \frac{Q}{v} \cdot \frac{1}{W_u} \quad (13)$$

Donde,

h : calado (m)

Q : caudal de paso (m³/s)

v: velocidad de aproximación (m/s)

$$h = \frac{0,0037 \text{ m}^3/\text{s}}{0,3 \text{ m/s}} \cdot \frac{1}{0,266 \text{ m}}$$

$$h = 0,05 \text{ m}$$

Longitud necesaria del canal

Se determina considerando la velocidad de aproximación del agua y el tiempo de retención hidráulica, García Serrano y Corzo Hernández (2012) aconsejan un tiempo de retorno de 5 a 15 segundos. Tomándose para este diseño un tiempo de 10 segundos.

Se calcula mediante la expresión,

$$L = T_H \cdot v \quad (14)$$

Donde,

L: largo del canal (m)

T_H: tiempo de retención (s)

v: velocidad de aproximación del agua (m/s)

$$L = 10 \text{ s} \cdot 0,3 \text{ m/s}$$

$$L = 3,00 \text{ m}$$

Canal zona de desarenado

El ancho del canal necesario para el desarenado se basa en los valores de los parámetros recomendados por García Serrano y Corzo Hernández (2012) bajo el nombre de flujo horizontal.

Parámetro	Valor	
	Intervalo	Valor típico
Flujo horizontal (canales desbaste)		
Carga hidráulica		< 70 m ³ /m ² -hora (a Q _{máx})
Velocidad horizontal del agua	0,2 - 0,4 m/s	0,3 m/s
Tiempo de retención	45 - 90 s	60 s
Longitud	20 - 25 veces la altura de la lámina de agua	
Relación Largo-ancho	1,3 - 3,0	2

Parámetro	Valor	
	Intervalo	Valor típico
Aireadores de flujo helicoidal		
Carga hidráulica		< 70 m ³ /m ² -hora (a Q _{máx})
Velocidad horizontal		<0,15 m/s
Tiempo de retención a caudal punta	2 - 5 min	3
Relación longitud anchura	3:1 a 5:1	4:01
Profundidad	2 - 5 m	
Relación anchura - profundidad	1:1 a 5:1	1,5 : 1,0
Longitud	7,5 a 20 m	
Anchura	2,5 a 7 m	
Suministro de aire	0,20 - 0,60 m ³ /min	0,5

Tabla 24. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenadores.
Tomado de: (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

Sección transversal del canal en zona de desarenado

Se calcula mediante la expresión,

$$A = \frac{Q_{max}}{V_H} \quad (15)$$

Donde,

A: sección transversal (m²)

Q: caudal máximo (m³/s)

V_H: velocidad horizontal del agua (m/s)

$$A = \frac{0,0125 \text{ m}^3/\text{s}}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$A = 0,042 \text{ m}^2$$

Longitud del canal en zona de desarenado

La longitud del canal se determina mediante la relación largo – ancho del canal. Considerando un ancho de canal de 0,70 m. Se calcula mediante la expresión,

$$L = W .relación\ largo - ancho \quad (16)$$

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

$$L = 0,7\ m . 2$$

$$L = 1,40\ m$$

Calado del canal en zona de desarenado

Se calcula mediante la expresión,

$$h = \frac{A}{W} \quad (17)$$

Donde,

h: calado (m)

A: sección transversal (m²)

W: ancho del canal (m)

$$h = \frac{0,042\ m^2}{0,70\ m}$$

$$h = 0,06\ m$$

García Serrano y Corzo Hernández (2012) indican que se tomará el mayor de los valores de los calados de la zona de desbaste y de la zona de desarenado como altura definitiva del canal.

El resguardo para el canal oscila entre 0,3 m y 0,5 m. Para el presente proyecto se fija un resguardo de 0.34 m. Teniéndose una altura total del canal de 0,40 m.

Carga superficial

Se debe verificar la carga superficial del canal, misma que debe ser menor de $70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hora}$ a caudal máximo, si no se cumple con esta condición, se recomienda aumentar la longitud del canal.

$$C_s = \frac{Q}{L \cdot W} \quad (18)$$

Donde,

C_s : Carga superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)

Q: Caudal máximo diario (m^3/h)

L: largo del canal (m)

W: ancho del canal (m)

$$C_s = \frac{44,84 \text{ m}^3/\text{h}}{1,40 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}}$$

$$C_s = 45,75 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

García Serrano y Corzo Hernández (2012) señalan que, para caudal máximo si la carga superficial es menor a $70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hora}$ el dimensionamiento se ha realizado de forma correcta.

En la Figura 42 y Figura 43 se muestran los diseños del canal de desbaste para Lita.

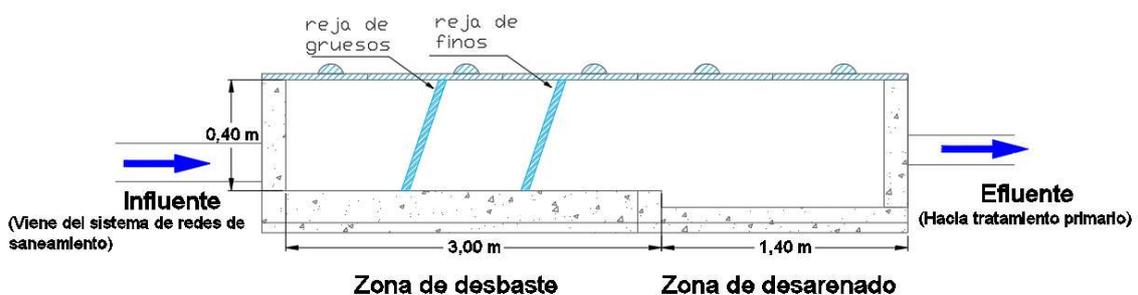


Figura 42. Corte longitudinal canal de desbaste

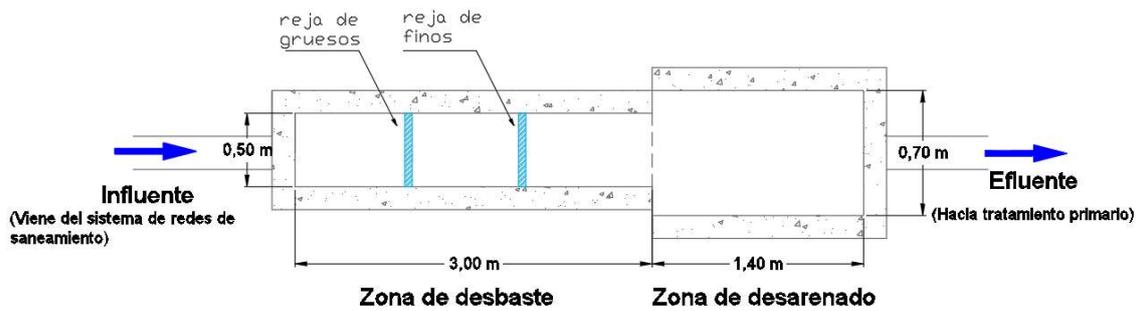


Figura 43. Vista en planta del canal de desbaste

De acuerdo al diseño del canal, la reja de gruesos será de las dimensiones que se indican en la Figura 44.

García Serrano y Corzo Hernández (2012) mencionan que de manera opcional se puede colocar luego de la reja de gruesos una reja de finos. Para el presente diseño se opta por instalar la reja de finos con las dimensiones que se detallan en la Figura 44.

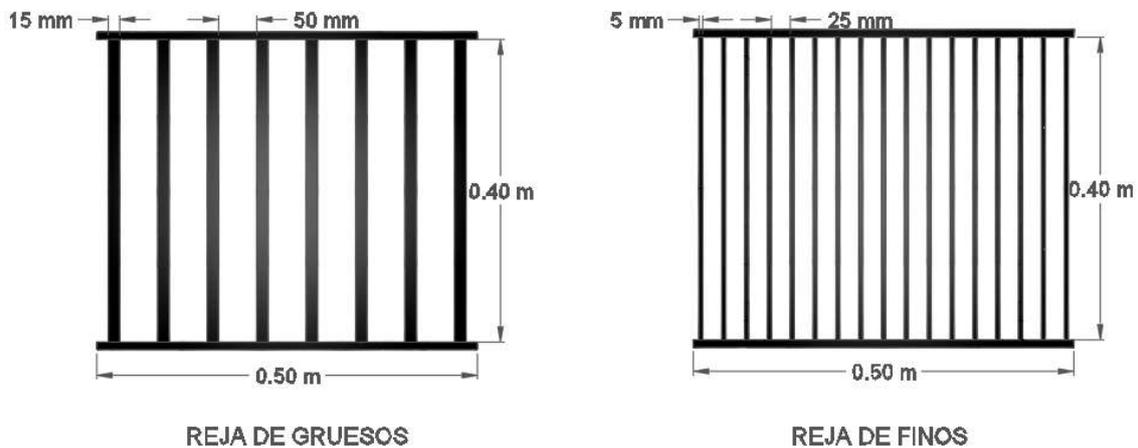


Figura 44. Reja de gruesos y finos

4.7.2. Tratamiento primario

4.7.2.1. Dimensionamiento Tanques Imhoff

Para el presente diseño, por el tamaño de la población se elige como tratamiento primario la implantación de un tanque Imhoff de geometría rectangular.

Tanque Imhoff rectangular

Se diseñará dos tanques Imhoff para la mitad de la población cada uno, con el objetivo de minimizar la profundidad del tanque, disminuyendo volúmenes de excavación.

Los valores recomendados para el diseño de un tanque Imhoff por García Serrano y Corzo Hernández (2012) se muestran en la Tabla 25.

Parámetros	Unidades	Rango	Valor usual
Zona de decantación			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m ³ /m ² -día	24-40	32
Tiempo de retención a Q _{med}	h	2-4	3
Tiempo de retención a Q _{punta 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
Zona de escape de gases			
Área (% de la superficie total)	%	15-30	20
Anchura ^(a)	m	0,45-0,75	60
Zona de digestión			
Tiempo de digestión	años	0,5-1,5	1
Tasa de emisión unitaria de lodos	l/hab-año	100-200	140
Tubería de extracción de lodos	m	0,2-0,3	0,25
Distancia libre hasta el nivel del lodo	m	0,3-0,9	0,6
Profundidad total del agua en el tanque (desde la superficie hasta el fondo)	m	7-9	9

Tabla 25. Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff. Tomado de: (Crites, R y Tchobanoglous, G., 2000)

^(a) La abertura mínima debe ser de 0,45 m para permitir el acceso.

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

Superficie de la zona de decantación

La superficie del tanque se establece mediante la zona de decantación, que se determina mediante la expresión (19)

$$S = \frac{Q_{p.diario}}{L_{Hp.diario}} \quad (19)$$

Donde,

S: superficie de la zona de decantación (m²)

Q_{p. diario}: caudal punta diario (m³/h)

L_{Hp. diario}: Carga hidráulica superficial punta diaria (m³/m².h)

$$S = \frac{269,03 \text{ m}^3/\text{dia}}{25 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}}$$

$$S = 10,76 \text{ m}^2$$

Dimensionamiento de la superficie de decantación

A partir de la superficie del tanque y tomando una relación longitud/ancho, se calculan las dimensiones de la superficie de decantación, mediante la expresión (20)

$$S = L . W \quad (20)$$

Donde,

S: Superficie de decantación (m²)

L: Longitud de decantación (m)

W: Ancho de decantación (m)

Con una relación L/W= 2/1 se tiene:

$$L = 4,64 \text{ m}$$

$$W = 2,32 \text{ m}$$

Las dimensiones se aumentan para cumplir con las restricciones de velocidad horizontal punta horaria y tiempo de retención, que se verán más adelante. Luego de realizar varias pruebas se determina que las dimensiones finales son las siguientes,

$$L = 5,40 \text{ m}$$

$$W = 3,00 \text{ m}$$

Cálculo de la geometría de la zona de decantación del tanque Imhoff

Profundidad de la zona de decantación

El calcular la profundidad de la zona de decantación se basa en la geometría de un prisma de longitud igual a la calculada, una altura de deflector establecida y una base de forma triangular.

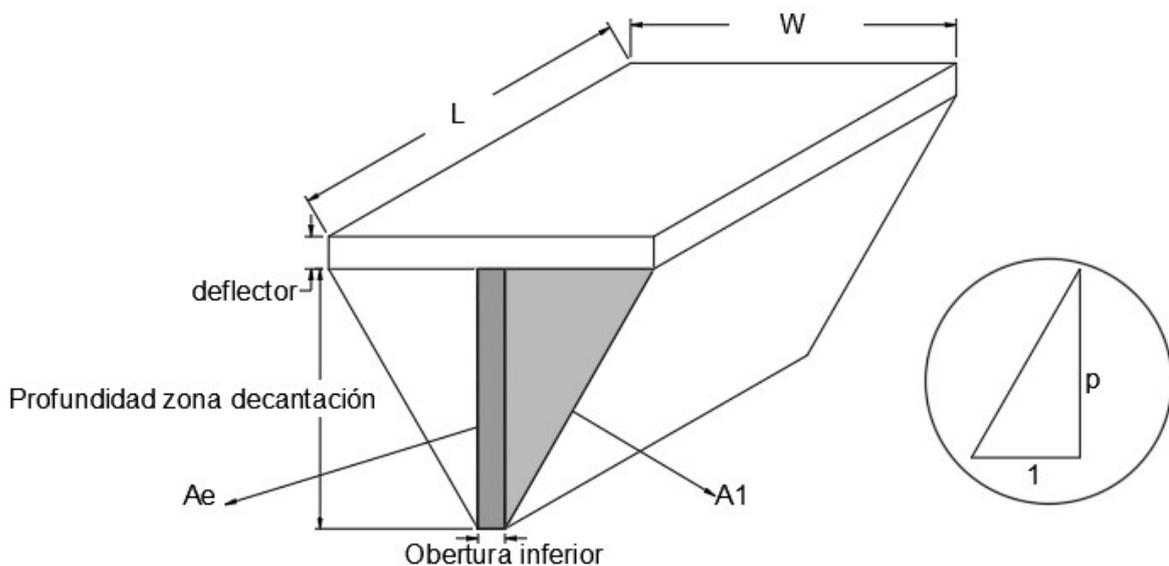


Figura 45. Esquema de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular.

$$P = \left[\frac{(W - O_i)}{2} \right] \cdot p \quad (21)$$

Donde,

P: profundidad de la zona de decantación

W: ancho de decantación (m)

O_i : longitud de la cobertura (m)

P: pendiente de la zona de decantación (m/m)

$$P = \left[\frac{(3,00 \text{ m} - 0,25 \text{ m})}{2} \right] \cdot 1,75 \text{ m/m}$$

$$P = 2,41 \text{ m}$$

Superficie del triángulo

$$A_1 = \left[\frac{(W - O_i)}{2} \right] \cdot \frac{P}{2} \quad (22)$$

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)

Con una longitud de abertura inferior de 0,25 m.

$$A_1 = \left[\frac{(3,00 \text{ m} - 0,25 \text{ m})}{2} \right] \cdot \frac{2,41 \text{ m}}{2}$$

$$A_1 = 1,65 \text{ m}^2$$

Superficie del rectángulo

$$A_e = O_i \cdot P \quad (23)$$

Donde,

A_e : Superficie del rectángulo (m^2)

O_i : longitud de la cobertura (m)

P: profundidad de la zona de decantación (m)

$$A_e = 0,25 \text{ m} \cdot 2,41 \text{ m}$$

$$A_e = 0,60 \text{ m}^2$$

Superficie total

$$A_t = 2 \cdot A_1 + A_e \quad (24)$$

Donde,

A_t : superficie total (m)

A_1 : superficie del triángulo (m)

A_e : superficie del rectángulo (m)

$$A_t = 2 \cdot 1,65 \text{ m}^2 + 0,30 \text{ m}^2$$

$$A_t = 3,91 \text{ m}^2$$

Volumen del decantador

El volumen de decantación corresponde al de un prisma y se determina mediante la expresión,

$$V_{dec} = (h_{deflector} \cdot S) + (A_t \cdot L) \quad (25)$$

Donde,

V_{dec} : volumen de la zona de decantación (m³)

$h_{deflector}$: altura de la zona sumergida del deflector (m)

Con $h_{deflector}=0,30$ m se tiene,

$$V_{dec} = (0,30 \text{ m} \cdot 16,20 \text{ m}^2) + (3,91 \text{ m}^2 \cdot 5,40 \text{ m})$$

$$V_{dec} = 25,97 \text{ m}^3$$

Como último paso se realizan las siguientes comprobaciones,

$$V_{p. horaria} = \frac{Q_{p.horario}}{A_t \cdot 60} < 0,3 \quad (26)$$

$$2 < T_H = \frac{V_{dec} \cdot 24}{Q} < 4 \quad (27)$$

Donde,

$V_{p. \text{ horaria}}$: velocidad horizontal punta horaria (m/min.)

$Q_{p. \text{ horario}}$: caudal punta horario (m^3/h)

A_t : superficie total (m^2)

T_H : tiempo de retención (h)

Q : caudal medio ($m^3/día$)

$V_{dec.}$: volumen de la zona de decantación (m^3)

$$V_{p. \text{ horaria}} = \frac{66,93 \text{ m}^3/h}{3,91 \text{ m}^2 \cdot 60} < 0,3$$

$$V_{p. \text{ horaria}} = 0,29 \frac{m}{min} < 0,3 ; \text{ cumple}$$

$$2 < T_H = \frac{25,98 \text{ m}^3 \cdot 24 \text{ h/día}}{158,25 \text{ m}^3/día} < 4$$

$$2 \text{ horas} < T_H = 3,94 \text{ horas} < 4 \text{ horas} ; \text{ cumple}$$

En la Figura 46 se muestran las dimensiones de la zona de decantación del tanque Imhoff para Lita

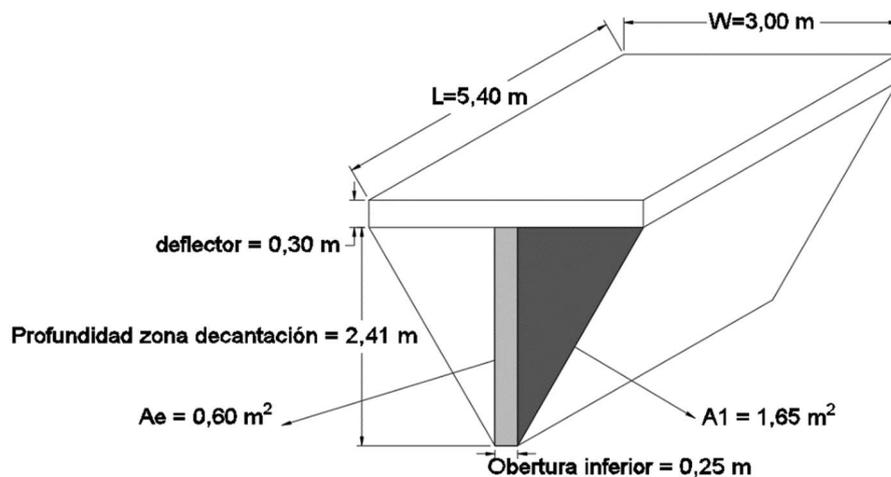


Figura 46. Dimensiones de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular

Superficie total del tanque

La superficie total de la zona de digestión corresponde a la superficie total del tanque, que es igual a la suma de la superficie de la zona de escape de gases más la zona de decantación. Se calcula mediante la expresión,

$$S_t = (1 + \%S_{gas}) \cdot S_{dec} \quad (28)$$

Donde,

S_t : Superficie total del tanque (m^2)

$\% S_{gas}$: porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases respecto de la superficie total.

S_{dec} : superficie de la zona de decantación (m^2)

Para este diseño se ha establecido un porcentaje de la superficie para escape de gases del 20%

$$S_t = (1 + 20\%) \cdot 16,20 \text{ m}^2$$

$$S_t = \mathbf{19,44 \text{ m}^2}$$

Ancho total

El ancho total es igual a la suma del ancho de la zona de decantación más el ancho de la zona de escape de gases. Que se calcula mediante la expresión (29)

$$W_t = W_{dec} + W_{gas} \quad (29)$$

Donde,

W_t : ancho total del tanque (m)

W_{dec} : ancho de la zona de decantación (m) según la Tabla 25 debe ser como mínimo de 0,45 m a cada lado.

W_{gas} : ancho de la zona de escape de gases (m)

$$W_t = 3,00 \text{ m} + 0,90 \text{ m}$$

$$W_t = 3,90 \text{ m}$$

Longitud total

Conocida la superficie total y el ancho total, la longitud se determina según la expresión,

$$L_t = \frac{S_t}{W_t} \quad (30)$$

Donde,

L_t : longitud total del tanque (m)

S_t : Superficie total del tanque (m^2)

W_t : ancho total del tanque (m)

$$L_t = \frac{16,20 \text{ m}^2}{3,60 \text{ m}}$$

$$L_t = 5,40 \text{ m}$$

Volumen necesario para almacenar lodos

Para el cálculo del volumen necesario para almacenar los lodos, se considera una velocidad de emisión de 100 l/hab.año según recomiendan Martín y Hernández-Crespo (2016)

Por otro lado de acuerdo a García Serrano y Corzo Hernández (2012) los lodos son digeridos a temperatura ambiente durante un periodo de 6 meses en zonas cálidas y un mínimo de un año en zonas templadas o frías. Martín y Hernández-Crespo (2016) aconsejan valores similares.

Para el proyecto por tratarse de una zona de clima cálido se fija el tiempo de digestión en 0,5 años.

$$V_{lodos} = \frac{VEU \cdot T_d \cdot N}{1\ 000} \quad (31)$$

Donde,

V_{lodos} : volumen ocupado por lodos (m^3)

VEU: velocidad de emisión unitaria de lodos (l/hab.año)

T_d : tiempo de digestión (años)

N: número de habitantes

$$V_{\text{lodos}} = \frac{100\text{l/hab. año} \cdot 0,5 \text{ años} \cdot 914,5 \text{ hab.}}{1\ 000}$$

$$V_{\text{lodos}} = 45,73 \text{ m}^3$$

Altura del fondo en zona piramidal

En la Figura 47 se observa un esquema de las dimensiones de un tanque Imhoff con dos zonas de recogida de lodos de forma piramidal.

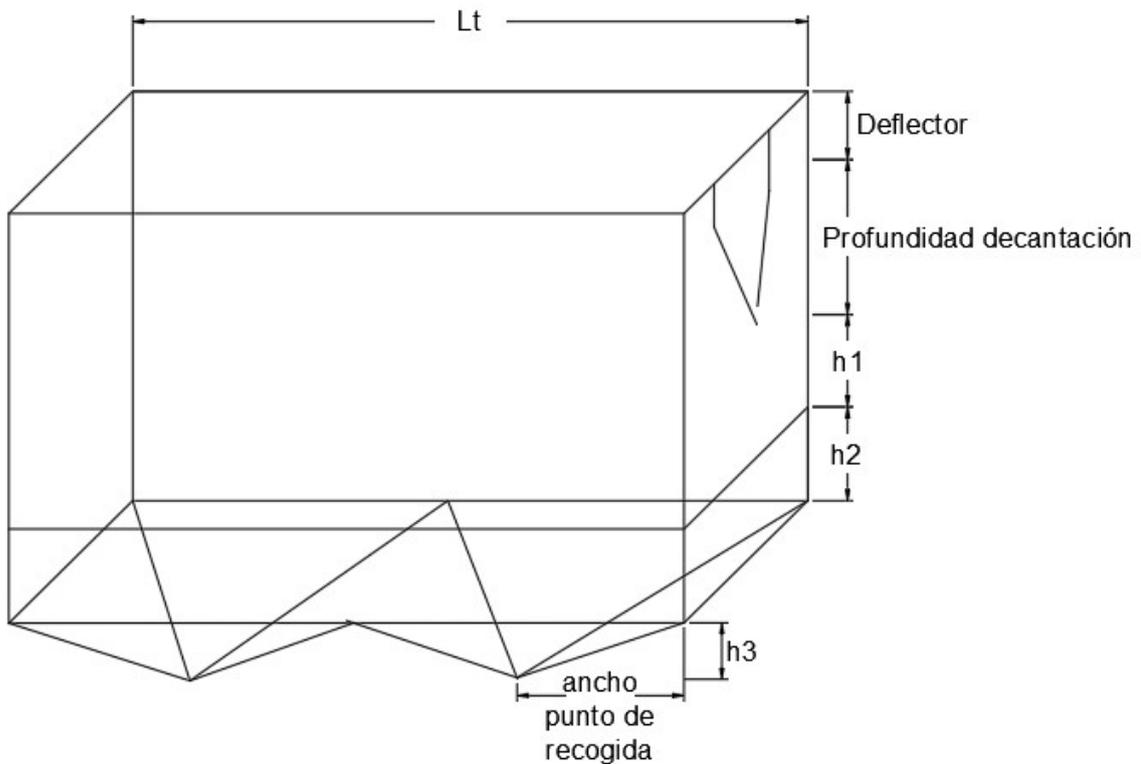


Figura 47. Esquema de un tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos (No se representa el resguardo)

Planteado un número de puntos de extracción igual a 2 y considerando una inclinación de las paredes entre 30° , se calcula la altura del fondo de forma piramidal, mediante la expresión,

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{L_t}{n} \right)}{2} \right] \cdot \tan \alpha \quad (32)$$

Donde,

h_3 : altura del fondo en la zona piramidal (m)

n : número de puntos de recogida de los lodos

α : inclinación de las paredes de fondo

Con una inclinación de las paredes de fondo para este diseño de 30° .

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{5,4 \text{ m}}{2} \right)}{2} \right] \cdot \tan 30^\circ$$

$$\mathbf{h_3 = 0,78 \text{ m}}$$

Volumen necesario para almacenar los lodos

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

$$V_{lodos} = (h_2 \cdot L_t \cdot W_t) + \left(\frac{1}{3} \cdot W_t \cdot h_3 \right) \quad (33)$$

despejando h_2 se tiene:

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

Donde,

h_2 : altura ocupada por los lodos

V_{lodos} : volumen necesario para almacenar los lodos (m^3)

L_t : longitud total del tanque (m)

W_t : ancho total del tanque (m)

h_3 : altura del fondo en la zona piramidal (m)

$$h_2 = \frac{45,73 \text{ m}^3 - \left(\frac{1}{3} \cdot 5,40 \text{ m} \cdot 3,90 \text{ m} \cdot 0,78 \text{ m} \right)}{(5,40 \text{ m} \cdot 3,90 \text{ m})}$$

$$\mathbf{h_2 = 2,12 \text{ m}}$$

Profundidad total

Con los valores recomendados para la distancia entre la abertura inferior de la zona de decantación y la superficie del lodo acumulado, y el resguardo se determina la profundidad total y el volumen del tanque con la expresión (34)

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad (34)$$

Donde,

h_t : profundidad total (m)

$h_{resguardo}$: profundidad de la zona de resguardo (m)

$h_{deflector}$: profundidad del deflector (m)

P: profundidad de la zona de decantación (m)

h_1 : distancia entre la abertura 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)

$$h_t = 0,45 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 2,41 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 2,12 \text{ m} + 0,78 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_t = 6,36 \text{ m}}$$

El volumen de resguardo por definición se define como,

$$V_{resguardo} = h_{resguardo} \cdot S_t \quad (35)$$

Donde,

$V_{resguardo}$: volumen de resguardo (m^3)

$h_{resguardo}$: altura de resguardo (m)

S_t : superficie total del tanque (m^2)

$$V_{resguardo} = 0,45 \text{ m} \cdot 19,44 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{V_{resguardo} = 8,75 \text{ m}^3}$$

Por último, se determina el volumen del tanque Imhoff utilizando la expresión (36)

$$V = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + [h_1 \cdot L_t \cdot W_t] \quad (36)$$

Donde,

V: Volumen del tanque Imhoff (m³)

V_{resguardo}: Volumen de resguardo

V_{dec}: volumen de la zona de decantación (m³)

V_{lodos}: Volumen necesario para almacenar los lodos (m³)

h₁: distancia entre la abertura inferior y la superficie del lodo acumulado (m)

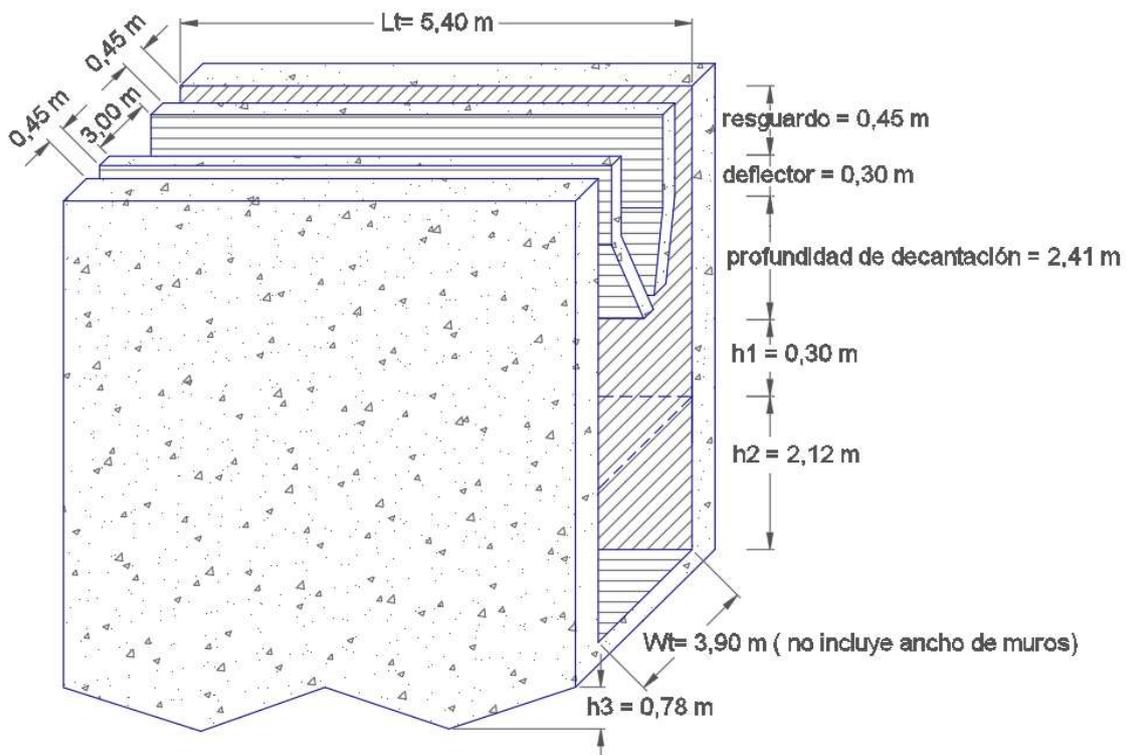
L_t: longitud total del tanque (m)

W_t: ancho total del tanque (m)

$$V = 8,75 \text{ m}^3 + 25,97 \text{ m}^3 + 45,73 \text{ m}^3 + [0,3 \text{ m} \cdot 5,40 \text{ m} \cdot 3,90 \text{ m}]$$

$$V = 86,77 \text{ m}^3$$

La Figura 48 muestra el diseño de uno de los tanques Imhoff del sistema de tratamiento para la parroquia Lita.



4.7.2.2. Gestión de los lodos

Los lodos digeridos procedentes de los tanques Imhoff serán gestionados en el mismo sitio, para lo cual se diseña una era de secado que mediante un proceso natural retire el agua contenida en los lodos por evaporación y filtración a través del medio de drenaje de fondo.

Los lodos serán retirados con bomba de los tanques Imhoff y una vez deshidratados se utilizarán para aplicación agrícola en la parroquia.

Superficie de la era de secado

Es recomendable disponer de dos unidades para mantener operativa una unidad mientras la otra entra en mantenimiento. También conviene realizar dos unidades porque al tener estructuras pequeñas se facilita su operación.

Se establece como volumen de diseño para cada era el volumen de lodos de un tanque Imhoff. Las eras de secado recibirán los lodos de cada tanque Imhoff cada seis meses, para aprovechar al máximo la capacidad de almacenamiento de los tanques.

La superficie de la era de secado se obtiene mediante la expresión (37)

$$S = \frac{V_{lodos}}{h} \quad (37)$$

Donde,

S: superficie de la era de secado (m²)

V: Volumen de lodos (m³)

h: espesor de la capa de lodo (m)

Se recomienda que el espesor de la capa de lodo sea de entre 20 y 30 cm. Para el presente proyecto se adopta h=0,30 m.

$$S = \frac{45,73 \text{ m}^3}{0,30 \text{ m}}$$

$$S = 152,42 \text{ m}^2$$

Dimensionamiento

Con una relación largo-ancho de 2 a 1 se tiene las siguientes dimensiones para la era de secado,

Ancho: 8,80 m

Longitud: 17,50 m

La Organización Panamericana de la salud en la guía para el diseño de Tanque sépticos, tanques Imhoff y Lagunas de estabilización menciona que, el medio de drenaje estará conformado por los siguientes componentes:

- El medio de soporte será de una capa de 15 cm, formada por ladrillos con una separación de 2 cm. Las separaciones estarán llenas de arena.
- Esta capa de ladrillos se asentará sobre una capa de arena de tamaño del grano de 0,3 a 1,3 mm. El espesor de esta capa es de 0,10 cm para el presente proyecto.
- Debajo de la arena se colocará una capa de grava gruesa de diámetro de grano de 50 mm para el presente caso y de 0,20 m de espesor.

Para la construcción de la era de secado, se debe instalar geomembranas para aislar la estructura evitando la contaminación del agua subterránea. La tubería será de 100 mm de diámetro perforada, preferiblemente de PVC. Además, se ha dejado un resguardo de 0,15 cm. por sobre la cota del terreno.

La Figura 49 y Figura 50 muestran el diseño de una era de secado para el sistema de tratamiento de la parroquia Lita.

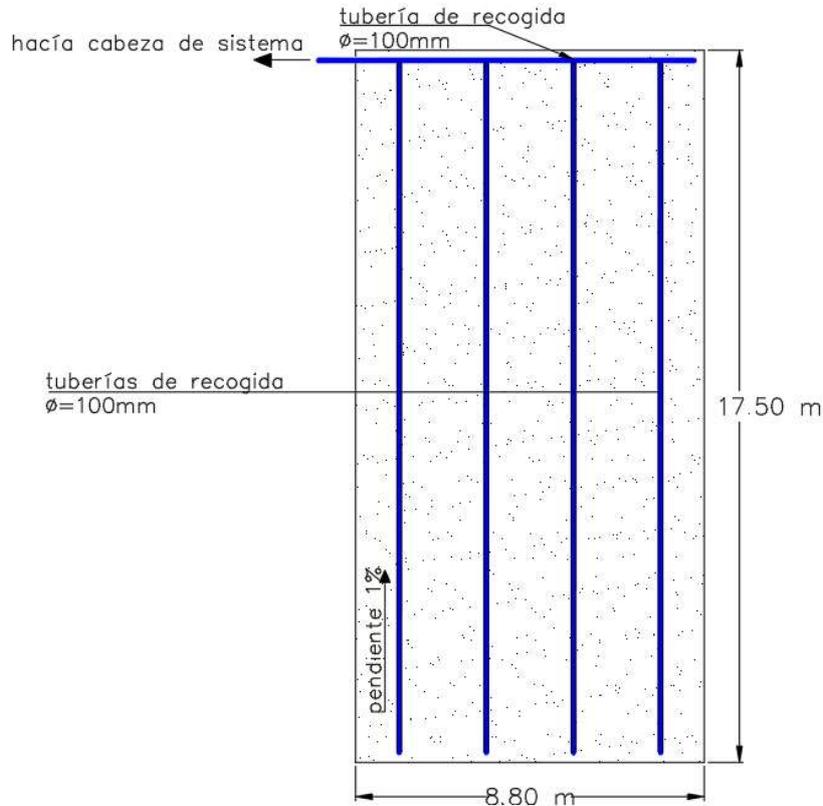


Figura 49. Era de sacado (Planta)

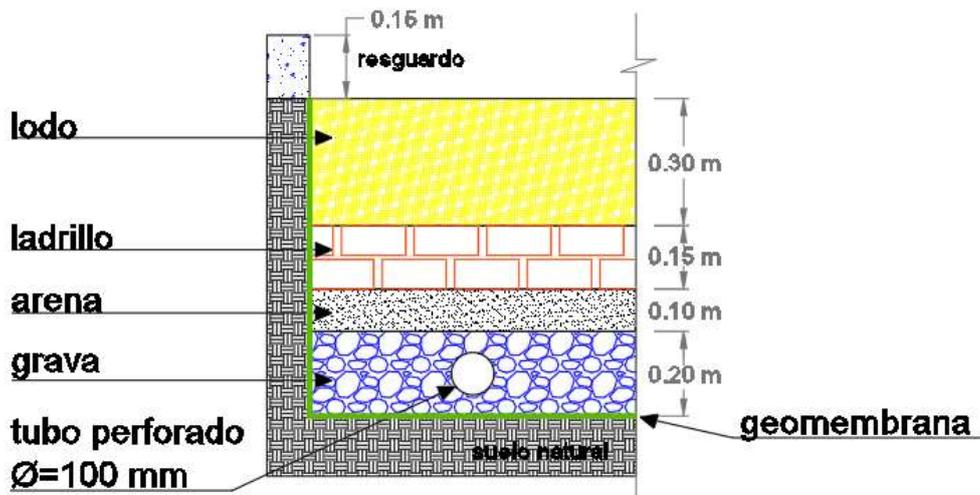


Figura 50. Detalle medio granular de la era de secado

4.7.3. Tratamiento secundario

4.7.3.1. Dimensionamiento Humedal artificial subsuperficial de flujo horizontal

En un sistema de un único humedal se elimina la materia en suspensión y la DBO muy eficazmente y por debajo de los límites de vertido. (García Serrano y Corzo Hernández, 2012) Para la reducción significativa de nitrógeno, fósforo e indicadores de la contaminación fecal se deberá completar el sistema con procesos adicionales.

Dimensionamiento

Se realiza en dos etapas, en la primera se determina la superficie necesaria de tratamiento (dimensionamiento biológico) y en la segunda se establecen dimensiones geométricas (dimensionamiento hidráulico)

Dimensionamiento biológico

Para la obtención de las ecuaciones de diseño se supone que los humedales se comportan como reactores de flujo ideal en pistón en los cuales los contaminantes se degradan siguiendo modelos cinéticos de primer orden. El balance de masa para un contaminante es:

$$\frac{dC}{dt} = -k_v \cdot C \quad (38)$$

C: concentración del contaminante (mg/l)

K_v : constante de cinética de primer orden (días^{-1})

El signo negativo de la constante cinética de primer orden indica que la concentración del contaminante disminuye a lo largo del tiempo.

Integrando la ecuación para C_0 $t=0$ y C_1 $t=1$

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp(-k_V \cdot t) \quad (39)$$

El tiempo de retención hidráulico es:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{\varepsilon \cdot S \cdot h}{Q} \quad (40)$$

V: volumen del humedal (m^3)

Q: caudal medio ($m^3/día$)

ε : porosidad

S: superficie del humedal (m^2)

h: profundidad media del humedal (m)

Se tiene entonces que:

$$k_A = k_V \cdot \varepsilon \cdot h \quad (41)$$

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp\left(-k_A \cdot \frac{S}{Q}\right) \quad (42)$$

Despejando S

$$S = \frac{Q}{K_A} \ln \left[\frac{C_0}{C_1} \right] \quad (43)$$

Los valores de Q y C_0 se determinan a partir de los estudios de caracterización del afluente antes realizados y el de C_1 se define a partir de los límites de vertido o los objetivos de calidad establecidos por la normativa ambiental vigente.

El valor de k_A varía según el contaminante para eliminar la DBO es adecuado un valor de 0,08m/d, además se elimina también la materia en suspensión, este dimensionamiento va a

permitir reducir el nitrógeno entre un 30% y 60% si el sistema se diseña con una profundidad media de la lámina de agua de 0,3m. (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

Luego de pasar por el tratamiento primario las concentraciones de contaminantes disminuyen, los porcentajes de remoción utilizados para este diseño son recopilados de estudios y experiencias de tratamientos de aguas residuales.

Parámetro	Concentración del contaminante Agua residual (mg/l)	Eficiencia de remoción del tratamiento primario *	Concentración del contaminante a la entrada del humedal (mg/l)
DBO ₅	231,15	36%	147,94
NTK	43,34	21%	34,24
PT	9,82	21%	7,76

Tabla 26. Resultados de remoción de contaminantes en el tratamiento primario

* valores de eficiencia de remoción en tratamiento primario. Tomado de (Martín y Hernández - Crespo, 2016).

Superficie del humedal

García Serrano y Corzo Hernández (2012) mencionan que se puede dimensionar el sistema para la eliminación de nitrógeno utilizando un valor de K_A de 0,025 m/día y la expresión (45)

La razón por la que se establece como criterio de diseño la eliminación del nitrógeno por sobre la eliminación de DBO, es porque este es el parámetro limitante de acuerdo a la normativa ecuatoriana (N_T máximo 15 mg/l). Otra opción es diseñar el humedal artificial para que cumpla con la eliminación de DBO e implementar celdas en serie para alcanzar los valores de eliminación del nitrógeno.

$$S = \frac{Q}{K_A} \ln \left[\frac{C_o}{C_1} \right]$$

Donde;

S: Superficie del humedal (m³)

Q: Caudal medio (m³/día)

K_A : constante de velocidad de eliminación del nitrógeno en medio poroso (m/día)

C_o : concentración del contaminante a partir de la caracterización del efluente (mg/l)

C_1 : concentración del contaminante límite de vertido establecidos (mg/l)

$$S = \frac{316,51 \text{ m}^3/\text{día}}{0,025 \text{ m/día}} \ln \left[\frac{34,24 \text{ mg/l}}{15 \text{ mg/l}} \right]$$

$$S = 10448.51 \text{ m}^2$$

Se requiere comprobar que la carga orgánica superficial sea menor a 6 g DBO₅/m², si no se cumple esta condición se deberá incrementar la superficie del humedal.

$$C_s = \frac{Q \cdot C_o}{S} \quad (44)$$

Donde,

C_s: Carga orgánica superficial (g DBO₅/m².dia)

Q: Caudal medio diario (m³/día)

C_o: concentración del contaminante a partir de la caracterización del efluente (mg/l)

$$C_s = \frac{316,51 \text{ m}^3/\text{dia} \cdot 147,94 \text{ mg/l}}{10448,51 \text{ m}^2}$$

$$C_s = 1,04 \text{ g DBO}/\text{m}^2 \cdot \text{dia} < 6 \text{ g DBO}/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

Para la estimación de la capacidad del humedal para reducir la DBO₅ y del fósforo, se utiliza la expresión:

$$C = \frac{C_o}{e^{\left(\frac{S \cdot K_A}{Q}\right)}} \quad (45)$$

Donde,

C: concentración del contaminante (mg/l)

C_o: concentración del contaminante a partir de la caracterización del efluente (mg/l)

S: Superficie del humedal (m³)

K_A: constante de velocidad de eliminación del nitrógeno en medio poroso (m/día)

Q: Caudal medio diario (m³/día)

Para la DBO₅ el valor de K_A es igual a 0,08 m/día

$$C = \frac{147,94 \text{ mg/l}}{e^{\left(\frac{10\,448,51 \text{ m}^2 \cdot 0,08 \text{ m/día}}{316,51 \text{ m}^3/\text{día}}\right)}}$$

$$C = 10,55 \text{ mg/l}$$

Para P el valor de K_A es igual a 0,0274 m/día

$$C = \frac{7,76 \text{ mg/l}}{e^{\left(\frac{10\,448,51 \text{ m}^2 \cdot 0,0274 \text{ m/día}}{316,51 \text{ m}^3/\text{día}}\right)}}$$

$$C = 3,14 \text{ mg/l}$$

Los valores de K_A tanto para nitrógeno, DBO_5 y fósforo, con las que se han realizado los cálculos son a 20°C. Por tratarse una zona donde se tienen temperaturas mayores a los 20°C y con poca variación anual, no se considera la corrección de estas constantes por temperatura, pero se debe tener en cuenta que en lugares donde se tienen temperaturas menores a 20°C la eficiencia en la remoción de contaminantes se verá afectada sobre todo del nitrógeno.

Los resultados esperados en el tratamiento del agua residual mediante humedales artificiales subsuperficiales de flujo horizontal se muestran en la Tabla 27.

Parámetro	C_0 (mg/l)	C_1^* (mg/l)	C (mg/l)	eficiencia de remoción en humedal
DBO₅	147,94	25,00	10,55	92,87%
NTK	34,24	15,00	15,00	56,19%
PT	7,76	2,00	3,14	59,53%

Tabla 27. Resultados obtenidos en tratamiento con humedal artificiales subsuperficiales de flujo horizontal

* concentración del contaminante límite legal España DE 91/271/CEE

Dimensionamiento hidráulico

El dimensionamiento hidráulico se realiza para la obtención de las dimensiones del sistema (ancho y largo) una vez determinada su superficie. Mediante la aplicación de la ley de Darcy, que describe el régimen del flujo en un medio poroso:

$$Q = K_s \cdot A_s \cdot s \quad (46)$$

Donde,

Q: caudal ($\text{m}^3/\text{día}$)

K_s : conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo ($m^3/m^2 \cdot día$)

A_s : sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo (m^2)

s : gradiente hidráulico (m/m)

De acuerdo a García Serrano y Corzo Hernández (2012) como caudal se recomienda tomar el máximo diario 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 poco largos.

La conductividad hidráulica varía en función de la cantidad y del tamaño de los huecos del medio granular utilizado. En la Tabla 28 se muestran diferentes valores de conductividad hidráulica de acuerdo al tipo de sustrato seleccionado.

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

Tabla 28. Órdenes 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. Tomado de: (Reed, S.C., Crites, R.W. y Middlebrooks, E.J., 1995)

La conductividad hidráulica decrece en el tiempo por retención de sólidos y crecimiento del biofilm, especialmente en la zona de entrada, por ello que se recomienda utilizar un factor de seguridad para k_s de mínimo 7.

Los valores de la pendiente (s) que se suelen utilizar varían en el rango de 0,01 a 0,02 m/m . la pendiente no debe ser superior a 0,02 m/m para evitar que los costes de excavación sean elevados.

Para el cálculo de las dimensiones del humedal se usa la expresión (47)

$$A_s = \frac{Q_{max.diario}}{\frac{K_s}{fs} \cdot s} \quad (47)$$

Donde,

A_s : sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo (m^2)

$Q_{m\acute{a}x. diario}$: caudal máximo diario ($m^3/d\acute{a}a$)

K_s : conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo ($m^3/m^2 \cdot dia$)

fs : factor de seguridad

s : gradiente hidráulico o pendiente (m/m)

$$A_s = \frac{538,06 \text{ m}^3/dia}{\frac{3\,000 \text{ m}^3/m^2 \cdot dia}{7} \cdot 0,01 \text{ m/m}}$$

$$A_s = 125,55 \text{ m}^2$$

Fijada la profundidad en 0.30 metros y calcula la sección transversal, se determina el ancho mediante la expresión (48)

$$W = \frac{A_s}{h} \quad (48)$$

W : ancho del humedal (m)

A_s : Sección transversal (m^2)

h : profundidad (m)

$$W = \frac{125,55 \text{ m}^2}{0,30 \text{ m}}$$

$$W = 418,49 \text{ m}$$

Luego se calcula la longitud del humedal,

$$L = \frac{S}{W} \quad (49)$$

Donde,

L : longitud del humedal (m)

S : superficie del humedal (m^2)

W : ancho del humedal (m)

$$L = \frac{10448,51 \text{ m}^2}{418,49 \text{ m}}$$

$$L = 24,97 \text{ m}$$

Para optimizar el espacio disponible se divide el ancho del humedal artificial en 20 celdas de las siguientes dimensiones:

Ancho: 21 m

Largo: 25 m

Esta configuración además permite flexibilizar la operación y mantenimiento del humedal artificial.

Considerando que un humedal artificial trabaja como reactor flujo pistón, el tiempo de retención hidráulico es:

$$TR = \frac{n \cdot S \cdot h}{Q \text{ med. diario}} \quad (50)$$

TR: tiempo de retención (días)

n: porosidad

S: superficie del humedal (m²)

h: profundidad (m)

Q med. diario: caudal medio diario (m³/día)

$$TR = \frac{0,3 \cdot 10\,448,51 \text{ m}^2 \cdot 0,3 \text{ m}}{316,51 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$TR = 2,97 \text{ días}$$

Determinación de vida útil

Se realiza una estimación del tiempo que tardaría en colmatarse el sustrato del humedal. Considerando que al humedal ingresa 69,34 mg/l de sólidos suspendidos totales, se usa la

expresión 53 tomada de Reed, Crites, y Middlebrooks (1995) para determinar la concentración de sólidos en suspensión al salir del humedal artificiales de flujo subsuperficiales:

$$C_0 = C_i \cdot (0,1058 + 0,0011 \cdot CHS) \quad (51)$$

Donde,

C_0 : Concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)

C_i : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)

CHS: carga hidráulica superficial (cm/día)

Carga hidráulica superficial

Para determina la carga hidráulica superficial se usa la expresión 54 tomada de Salas (2007)

$$CHS = 100 \cdot \frac{Q}{S} \quad (52)$$

Donde,

Q: Caudal del influente (m³/día)

S: superficie del humedal (m²)

$$CHS = 100 \text{ cm/m} \cdot \frac{538,06 \text{ m}^3/\text{dia}}{10\,448,51 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{CHS = 5,15 \text{ cm/dia}}$$

Concentración de sólidos en suspensión en el efluente

Con el valor obtenido de CHS se determina el valor de C_0 ,

$$C_0 = 69,344 \text{ mg/l} \cdot (0,1058 + 0,0011 \cdot 5,15 \text{ cm/dia})$$

$$\mathbf{C_0 = 7,73 \text{ mg/l}}$$

La diferencia entre la cantidad de MES que entra y la que sale es la cantidad de sólidos filtrados en el humedal artificial,

$$\Delta C = C_i - C_0 \quad (53)$$

Donde,

ΔC : sólidos filtrados por el humedal (mg/l)

C_0 : Concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)

C_i : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)

$$\Delta C = 69,34 \text{ mg/l} - 7,73 \text{ mg/l}$$

$$\Delta C = 61,61 \text{ mg/l}$$

La acumulación de sólidos al año está directamente influenciada por el caudal que ingresa al año

$$\text{acumulación anual} = \Delta C \cdot Q \cdot 365 \quad (54)$$

Donde,

ΔC : sólidos filtrados por el humedal (mg/l)

Q: Caudal del influente (m³/día)

$$\text{acumulación anual de sólidos} = 61,61 \text{ mg/l} \cdot 358,06 \text{ m}^3/\text{día} \cdot 365 \text{ días/año} \cdot 1 \text{ Kg}/1000 \text{ g}$$

$$\text{acumulación anual de sólidos} = 12\ 100,58 \text{ Kg/año}$$

De esa cantidad anual de sólidos una parte corresponde a sólidos suspendidos volátiles y otra a sólidos suspendidos no volátiles, los porcentajes que se hallan en los análisis están entre el 70% y 30% respectivamente. Teniéndose entonces,

SSV: 8 470,41 Kg/año

SSNV: 3 630,17 Kg/año

Martín y Hernández – Crespo (2016) indican que alrededor del 50% de los sólidos en suspensión volátiles se quedan en el humedal.

Teniéndose una acumulación real anual de sólidos, de acuerdo a la expresión

$$\text{acumulación real anual de sólidos} = \text{SSNV} + 0,5 \cdot \text{SSV} \quad (55)$$

$$\text{acumulación real anual de sólidos} = 3\ 630,17 \text{ Kg/año} + 0,5 \cdot 8\ 470,41 \text{ Kg/año}$$

$$\text{acumulación real anual de sólidos} = 7\ 865,38 \text{ Kg/año}$$

Capacidad del humedal para retener sólidos

La capacidad del humedal se obtiene mediante la expresión (56)

$$\text{Capacidad del humedal para retener sólidos} = n \cdot h \cdot S \cdot d_s \quad (56)$$

Donde,

n: porosidad del sustrato (%)

h: profundidad del humedal (m)

S: superficie del humedal (m²)

d_s: densidad del sólido en condiciones húmedas (Kg/m³)

Martín y Hernández-Crespo (2016) recomiendan un valor para la densidad del sólido en condiciones húmedas de 1200 Kg/m³.

$$\text{Capacidad del humedal} = 0,30 \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 10\,448,51 \text{ m}^2 \cdot 1\,200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Capacidad del humedal para retener sólidos} = \mathbf{1\,128\,439,24 \text{ Kg}}$$

Martín y Hernández – Crespo (2016) indican que la humedad del fango esta alrededor del 90%, por tanto, aplicando este valor se puede obtener la capacidad de retención sólidos secos.

$$\text{Retención sólidos secos} = 10\% \cdot \text{Capacidad del humedal para retener sólidos} \quad (57)$$

$$\text{Retención sólidos secos} = 10\% \cdot 1\,128\,439,24 \text{ Kg}$$

$$\text{Retención sólidos secos} = \mathbf{112\,843,92 \text{ Kg de sólidos secos}}$$

Vida útil del humedal

La vida útil del humedal se obtiene relacionando la retención de sólidos secos con la acumulación anual de secos, como se muestra en la expresión (58)

$$\text{Vida útil del humedal} = \frac{\text{retención de sólidos secos}}{\text{acumulación real anual de sólidos}} \quad (58)$$

Donde,

Retención de sólidos secos (Kg)

Acumulación anual de sólidos (Kg/año)

$$\text{Vida útil del humedal} = \frac{112\,843,92 \text{ Kg}}{7\,865,38 \text{ Kg/año}}$$

Vida útil del humedal = 14 años

García Serrano y Corzo Hernández (2012) expresa que casi toda la materia en suspensión se elimina en primer tercio al primer cuarto de la longitud del sistema. Por lo que alrededor de nueve años de entrar en funcionamiento habrá que cambiar los primeros tramos del humedal.

Por último, se determina el rendimiento de eliminación de sólidos del humedal artificial,

$$\text{rendimiento} = \left(1 - \frac{C_0}{C_i}\right) \cdot 100\% \quad (59)$$

Donde,

C_0 : Concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)

C_i : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)

$$\text{rendimiento} = \left(1 - \frac{7,73 \text{ mg/l}}{69,34 \text{ mg/l}}\right) \cdot 100\%$$

$$\text{rendimiento} = 88,85 \%$$

4.7.3.2. Selección de la ubicación

La selección de la ubicación se realiza en tomando en cuenta los factores técnicos constructivos y su coste, entre los más importantes se pueden citar las vías de acceso, precio y calidad del terreno, clima y geología de la zona.

García Serrano y Corzo Hernández (2012) sugieren situar a los humedales artificiales en zonas con muy poca pendiente, que permitan a ser posible la circulación del agua por gravedad en todos los elementos de la depuradora.

Para el presente proyecto el área donde se implantará el sistema de tratamiento serán los terrenos donde se ubicaba un antiguo sistema de tratamiento y que hoy se encuentran abandonados y los terrenos adyacentes que serán adquiridos por la municipalidad. La superficie total disponible es de 2 Ha.



Figura 51. Terrenos del antiguo sistema de tratamiento de la parroquia Lita

Aprovechando el desnivel del terreno, se proyecta el sistema con un funcionamiento a gravedad en su totalidad, para esto se construirán plataformas en las que se instalarán todas las estructuras controlando la velocidad de circulación del agua en el sistema.

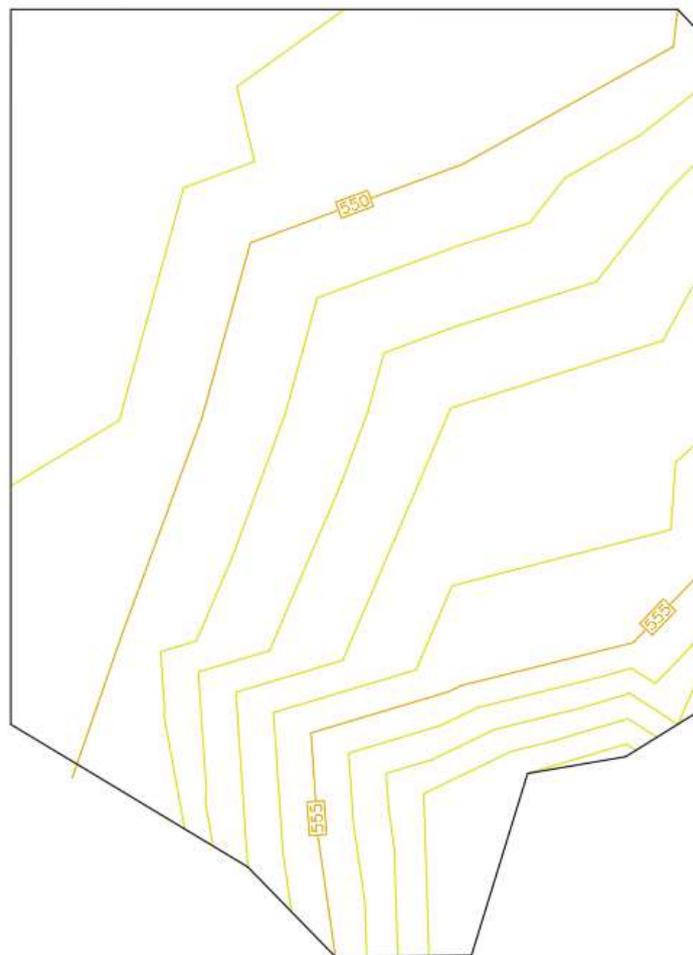


Figura 52. Curvas de nivel del terreno en el que se implantará el sistema.

Configuración

De acuerdo a las dimensiones del terreno y conocidas las dimensiones del sistema, se divide la superficie en un número adecuado de celdas en paralelo, el dividir en celdas el humedal artificial permite que el sistema siga operativo durante las operaciones de mantenimiento.

Aprovechando la topografía del lugar se construirán plataformas, en las superiores se ubicarán las estructuras que conforman los tratamientos preliminares y primarios. En las plataformas inferiores se ubicarán 4 filas de celdas de Humedales artificiales subsuperficiales horizontales, cada fila con 5 celdas. Cada fila en una plataforma con cota diferente, para garantizar el flujo del efluente.

Las eras de secado de los lodos provenientes de los tanques Imhoff se ubicarán en la plataforma más alta con lo que se aprovecha la pendiente para llevar el efluente a cabeza del sistema. En la Figura 53 se observa la implantación del sistema en el terreno. La Figura 54, Figura 55 y Figura 56 muestran detalles de la implantación de los diferentes elementos del sistema.

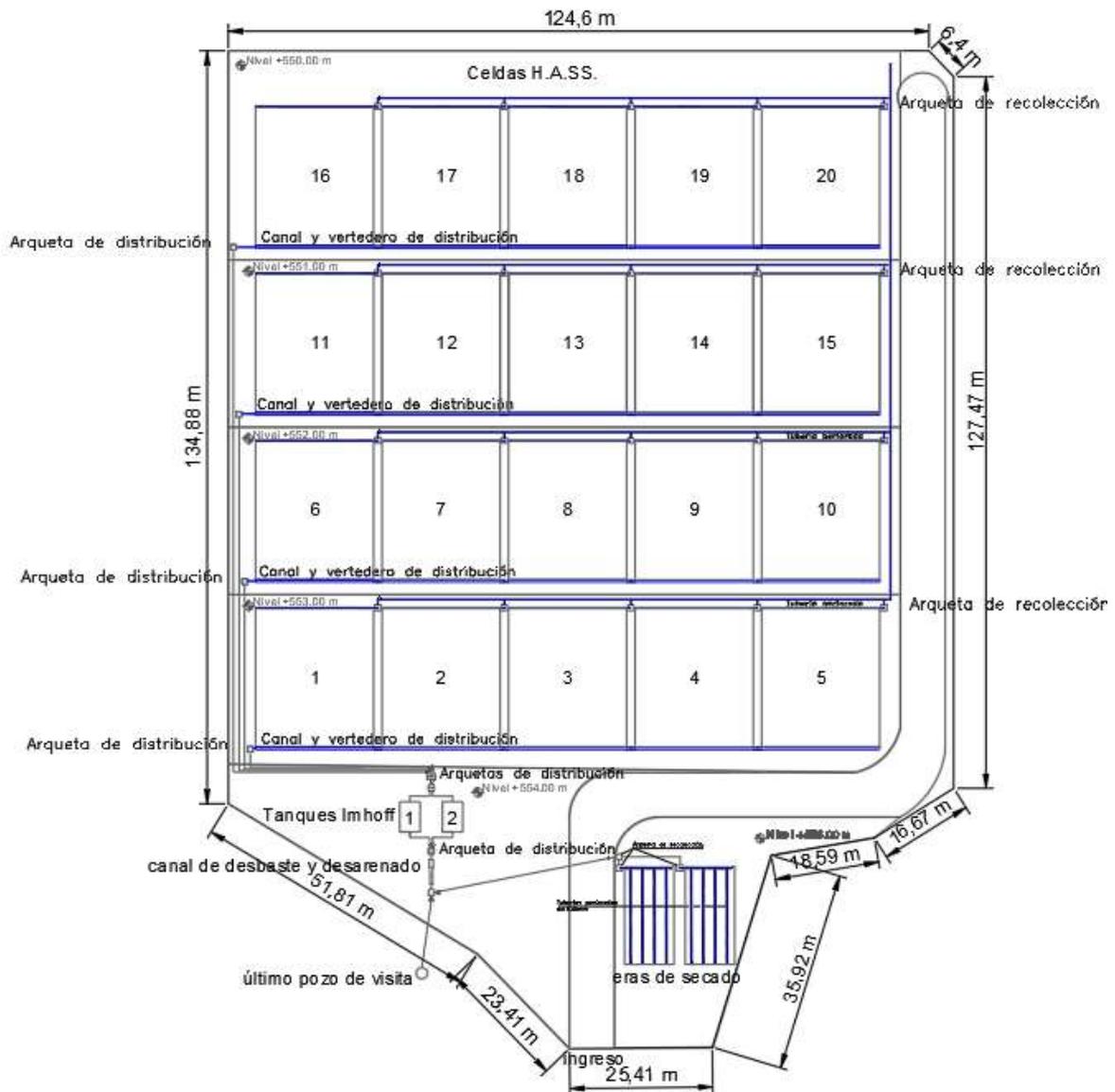


Figura 53. Implantación Sistema de depuración con humedales artificiales para la parroquia Lita

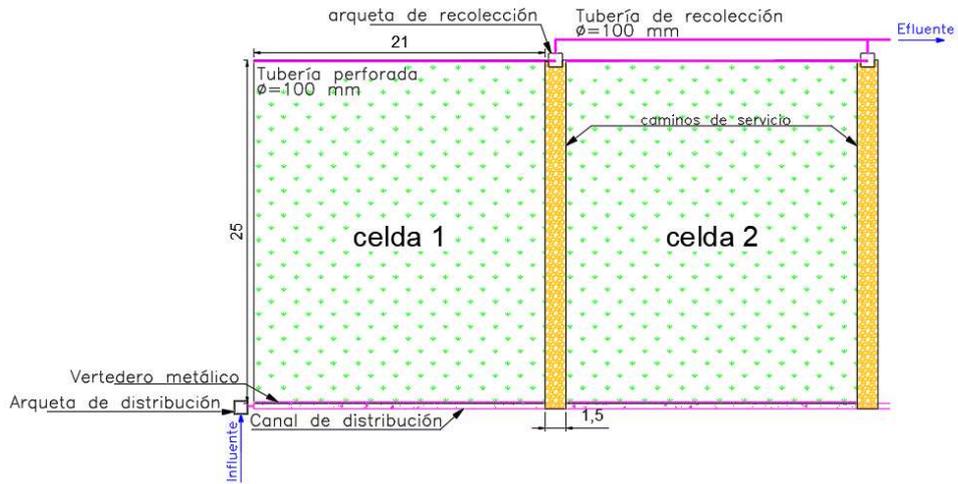


Figura 54. Detalle implantación celda

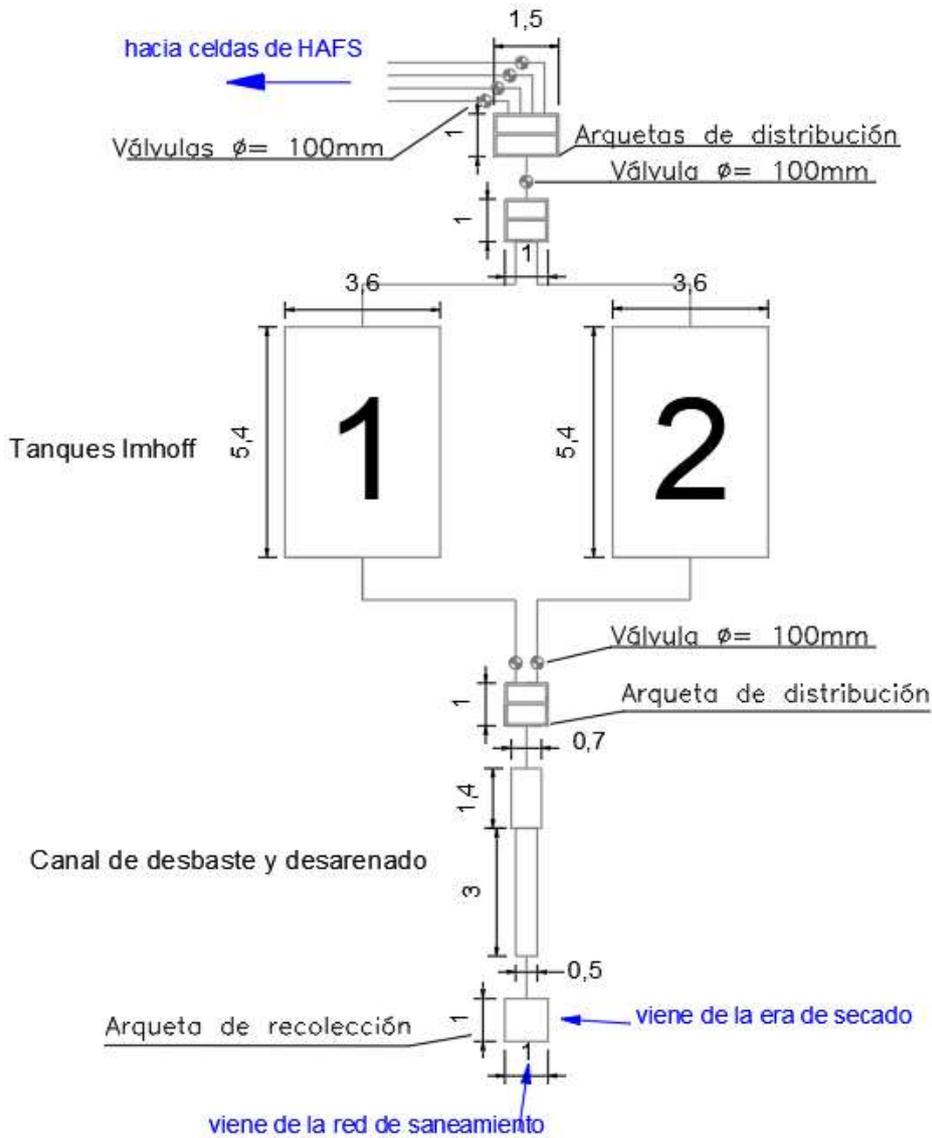


Figura 55. Detalle Implantación Tratamiento previo y Tratamiento primario

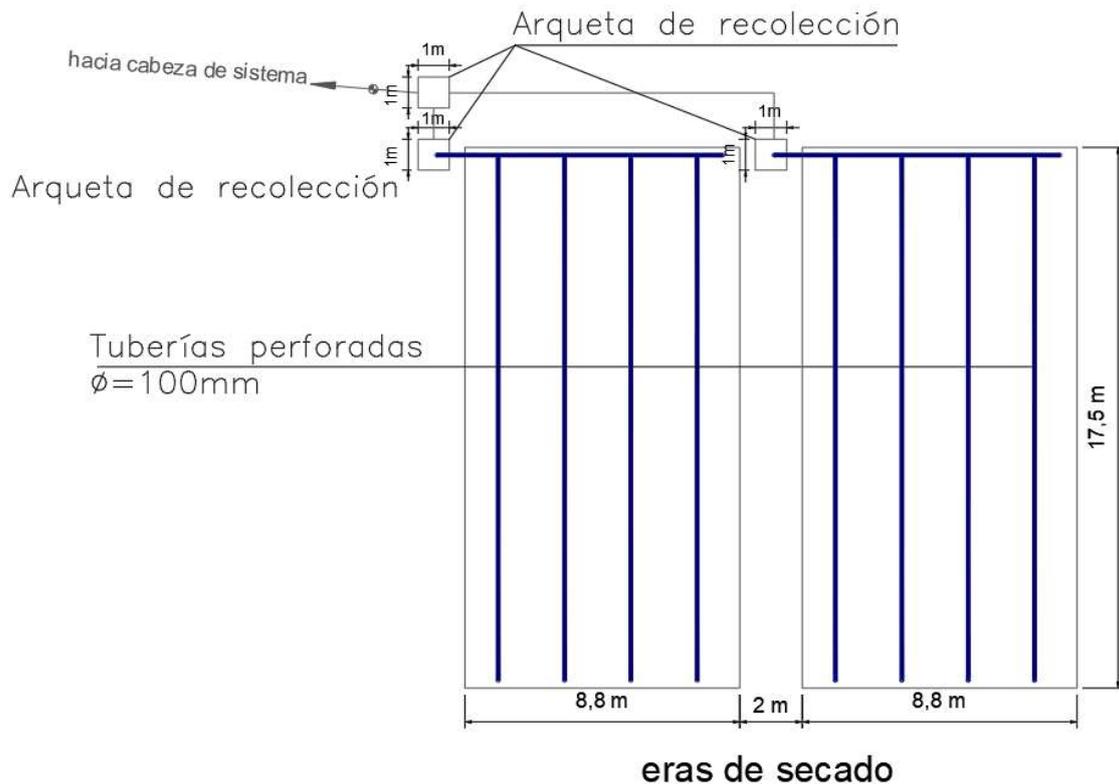


Figura 56. Detalle Implantación era de secado

4.7.3.3. Sistema de distribución y recogida

Arquetas

El objetivo de los sistemas de distribución y recogida es garantizar una buena distribución y recolección del agua. Si el caudal no se reparte equitativamente en todo el ancho del sistema se generarán zonas muertas, circuitos preferentes, y lo que es más grave, mayor riesgo de colmatación en la zona donde se vierta mayoritariamente el agua.

El caudal de agua procedente del tratamiento previo deberá dividirse equitativamente en correspondencia con el número de celdas que tenga el sistema. Esto se realiza en arquetas en las que se encuentran aliviaderos. Estas arquetas pueden ser construidas mediante elementos prefabricados o pueden ser armadas in situ.

Las arquetas deben ser suficientemente grandes para permitir de forma cómoda su limpieza. La tapa deberá ser metálica o de polietileno, y perforada para permitir la expulsión de gases y una rápida inspección visual, se recomienda que la tapa sea lo suficientemente resistente para soportar el peso de dos personas. Además, debe ser resistente al ataque de ácido. Las dimensiones de la arqueta deben ser como mínimo de 0,70 x 0,70 m.

El agua procedente del tubo de entrada se encontrará con un deflector (disipador de energía) que puede consistir en una chapa metálica o una pared de ladrillos colocada perpendicular al flujo y que tiene como objetivos: reducir la velocidad del agua en la arqueta y evitar circuitos preferenciales en ésta. Dependiendo de la velocidad del agua quizá será necesario colocar 2 o

más deflectores. Los vertederos se construirán en forma de chapa metálica mecanizada o una pieza de plástico resistente al ataque ácido lo que permitirá que estén perfectamente alineados. Se deben construir tantos vertederos como celdas tenga la arqueta. La chapa se instalará perfectamente recta de manera que se evitarán reparticiones diferenciales. El tiempo de retención del agua en las arquetas no es un parámetro relevante, pero se recomienda que sea el mínimo posible García Serrano y Corzo Hernández (2012) aconsejan que sea del orden de 15 a 45 s. Mientras que para las separaciones entre las estructuras interiores de las arquetas se aconseja una distancia mínima de 0,20 m para ser accesibles a los tubos de succión de un camión cisterna.

Los tubos que conducen el agua desde las arquetas hasta las celdas deben tener a la salida de la arqueta una válvula para cerrar las conducciones durante operaciones de mantenimiento. Cuando se cierran estas válvulas el agua circula por un paso alternativo (by-pass), sin pasar por los humedales.

En la Figura 57 y Figura 58 se muestra el diseño de la arqueta de distribución del humedal artificial para el sistema tratamiento de la parroquia Lita.

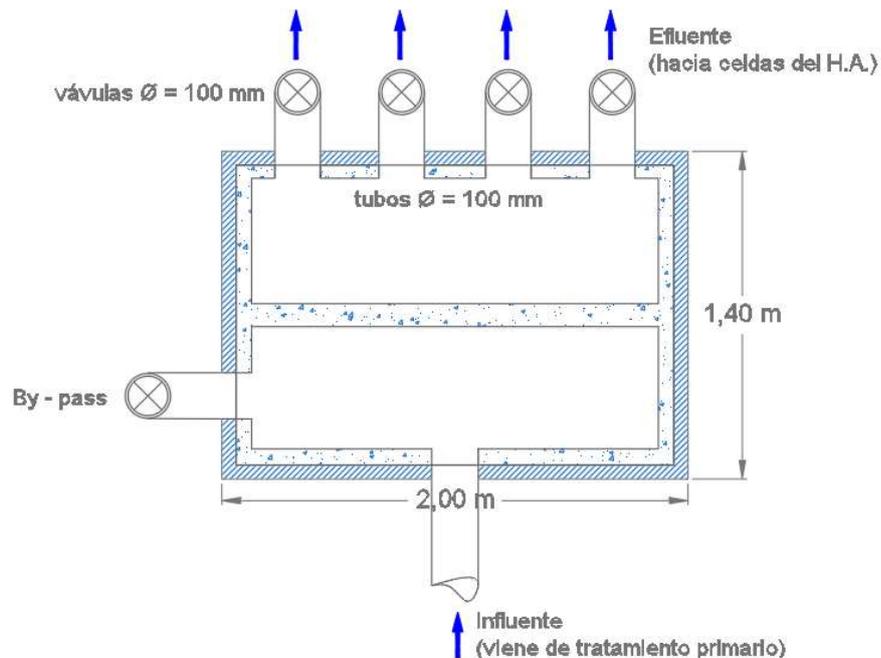


Figura 57. Arqueta de distribución Humedal artificial (planta)

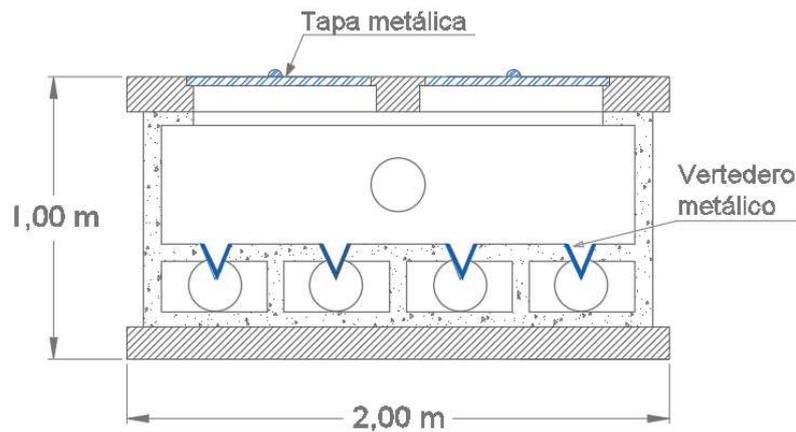


Figura 58. Arqueta de distribución Humedal Artificial (Alzado)

Tuberías

Las tuberías del sistema deben tener un diámetro que permita la circulación del caudal a lámina libre. García Serrano y Corzo Hernández (2012) mencionan que la altura máxima de la lámina de agua será de 70 a 75%. La velocidad recomendada de circulación es de 1 m/s.

Zona de entrada

El agua llega a cada celda del humedal artificial a través de la zona de entrada y se recoge en la denominada zona de salida.

La zona de entrada se conforma por dos elementos: un sistema de vertido y una franja de material granular de gran tamaño. García Serrano y Corzo Hernández (2012) recomiendan tamaños mayores a 100 mm de diámetro. Esta franja de material granular se sitúa dentro de la celda.

En sistemas pequeños se suele emplear una tubería perforado para verter el agua directamente sobre la celda. En sistemas de dimensiones mayores la solución que da mayor garantía de una buena distribución, es la de construir un canal con vertederos. Generalmente el canal se construye en hormigón y los vertederos se conforman con piezas metálicas o de plástico. El canal se cubre con planchas metálicas y solo cuando se realiza su limpieza se destapa.

La franja de material granular de la zona de entrada esta nivelada con el resto del medio granular, debe construirse a lo largo de los primeros 2 m del humedal y no se planta. Esta franja debe mantenerse adecuadamente, libre de vegetación, para evitar posibles colmataciones.

La Figura 59 muestra la configuración típica de una zona de entrada de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, mientras que la Figura 60 muestra el detalle del canal de distribución.

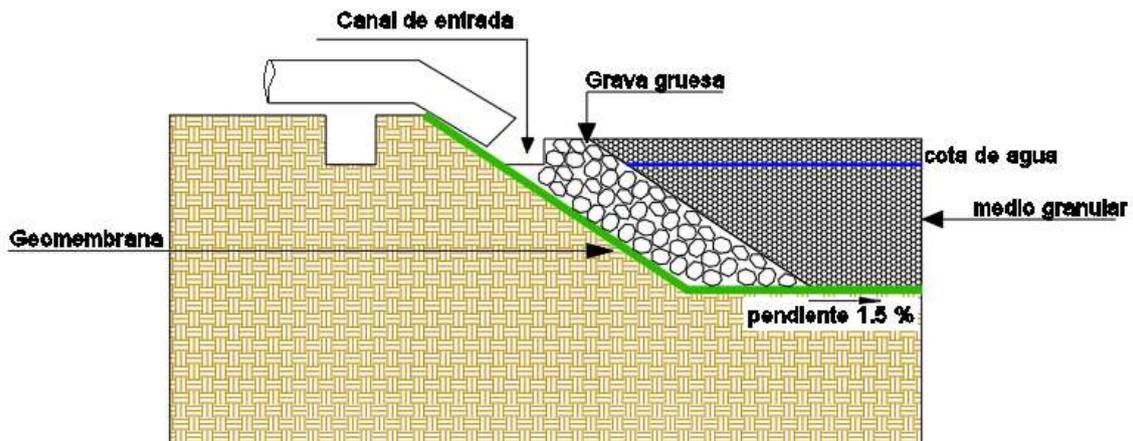


Figura 59. Zona de entrada en un humedal de flujo subsuperficial horizontal

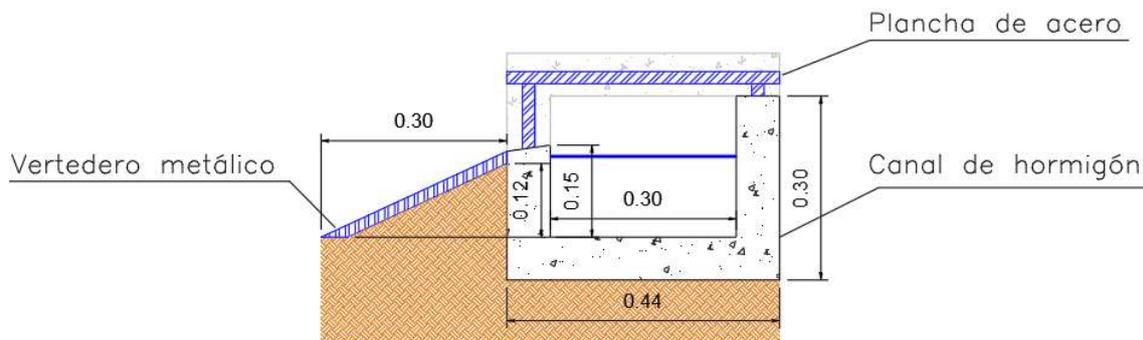


Figura 60. Detalle canal de distribución

Zona de salida

La zona de salida está constituida por dos elementos: un sistema de recogida del agua y una franja de material granular de gran tamaño situada al final de la celda. Esta franja tiene las mismas características que la de la zona de ingreso.

El sistema de recogida consiste en una tubería perforada y una arqueta de salida. La tubería de drenaje debe perforarse de tal forma que permita el paso del agua no del material granular. La tubería se coloca en el fondo de la celda y se conecta a un tubo que atraviesa el talud hasta llegar a la arqueta de salida. La tubería termina en la arqueta de salida en forma de "L" invertida cuya altura se pueda regular (tubo flexible). Esta conducción debe permitir el vaciado total de la celda si en algún momento se requiere hacerlo.

La arqueta de salida debe construirse de unas dimensiones suficientes para permitir su limpieza. Normalmente los by-pass del sistema terminan en esta arqueta.

La Figura 61 muestra la configuración típica de una zona de salida de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal. Figura 62 muestra una arqueta de salida.

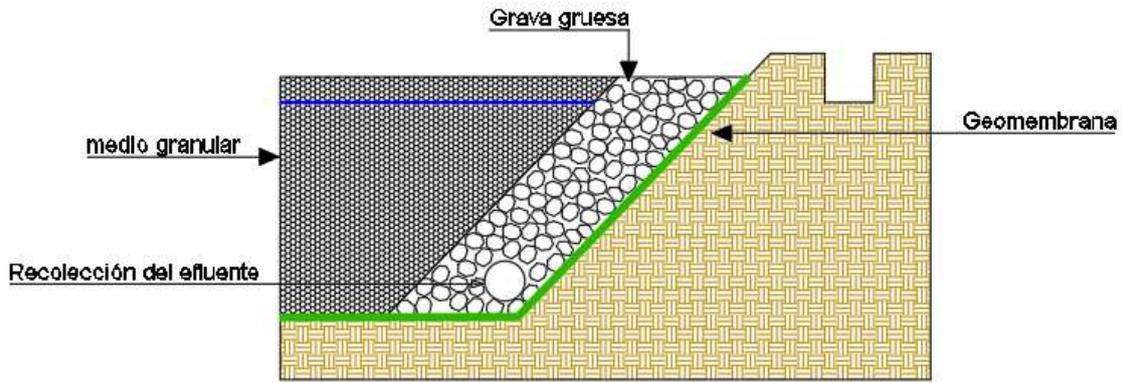


Figura 61. Zona de salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal

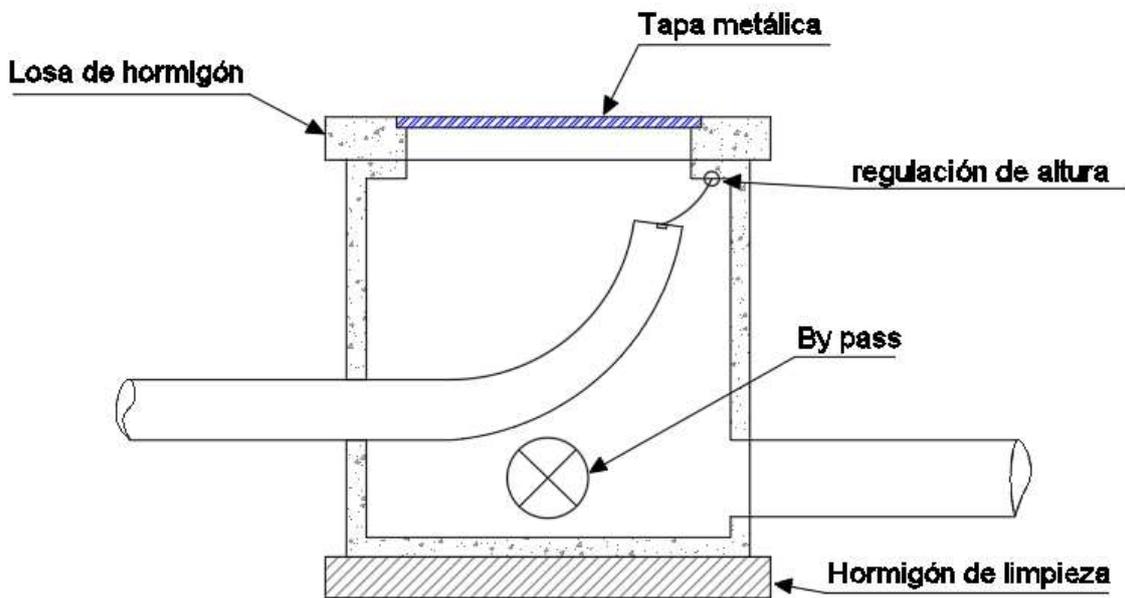


Figura 62. Arqueta de salida de un humedal de flujo subsuperficial horizontal

4.7.3.4. Medio Granular

El medio granular del humedal queda delimitado entre las zonas de entrada y salida, descritas anteriormente. Debe ser limpio, homogéneo, durable y capaz de mantener su forma a lo largo del tiempo. El material granular debe ser capaz de permitir el desarrollo de las plantas y del biofilm. García Serrano y Corzo Hernández (2012) recomiendan el uso de materiales graníticos con diámetros de alrededor de 5-6mm.

Martín y Hernández-Crespo (2016) recomiendan utilizar material granular con un diámetro medio de 5 a 15mm para evitar la colmatación por raíces y sólidos sedimentados. Además, proponen el cambio en el diámetro de inicio a fin o intermedios para favorecer la redistribución.

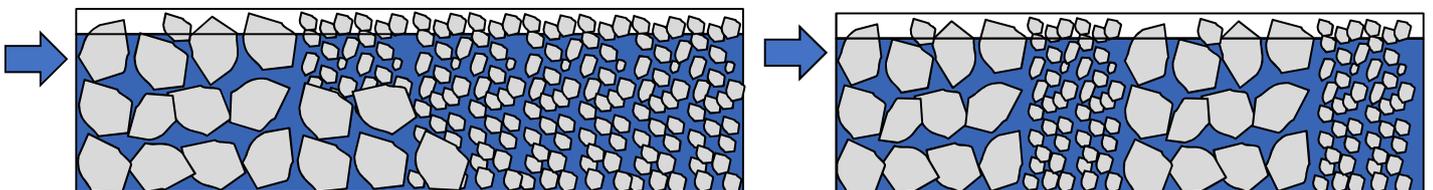


Figura 63. Distribución medio granular del humedal artificial.

En sistemas horizontales es usual tener un espesor del medio granular de 0,60 m. Sin embargo García Serrano y Corzo Hernández (2012) señalan que de acuerdo a investigaciones realizadas los humedales artificiales con 0,30 m de profundidad media y con un medio granular de 0,35 ofrecen muy buenos resultados, alcanzándose reducciones del 60% del nitrógeno. Por otro lado Salas (2007) menciona que la mayor parte de las raíces y rizomas no penetran más allá de los 40 cm en el sustrato.



Figura 64. Penetración de los rizomas en el sustrato (aproximadamente 30cm.) tras cinco años de operación. Planta experimental de Carrión de los Céspedes. Tomado de (Salas Rodríguez, 2007)

4.7.4.5. Impermeabilización

El objetivo de la Impermeabilización de la celda es garantizar la contención de las aguas en el interior de la misma, evitando filtraciones que pueden contaminar las aguas subterráneas.

Si el suelo del lugar de implantación tiene una conductividad baja (inferior a 10^{-6} cm/s) puede ser suficiente una adecuada compactación del terreno. Otro método muy utilizado es formar capas sucesivas de arcilla, iniciando con una capa de cal de 2 cm a 4 cm. Luego capas de arcilla de 5 cm a 6 cm. humedeciendo el uso todo el tiempo de compactación hasta alcanzar los 30 cm.

Otra forma de conseguir la impermeabilización de la celda es la utilización de geomembranas, aunque es menos habitual se puede utilizar bentonita, asfalto o tratamientos químicos que eviten infiltraciones pero que no produzcan efectos negativos en ningún elemento del humedal.

Si el método elegido es la utilización de geomembranas, es importante disminuir en lo posible el número de soldaduras de la tela in situ. Por lo que se recomienda una visita previa al sitio por parte de los instaladores. En cuanto a la colocación es importante evitar las arrugas de la lámina. El anclaje de las geomembranas por lo regular se hace en la coronación del talud excavando a 1m. de la creta del talud una zanja de 0,30m. x 0,30 m. donde se fija la lámina de geomembrana.



Figura 65. Operaciones de colocación de una geomembrana en un humedal artificial. Tomada de (García Serrano y Corzo Hernández, 2012)

4.7.4.6. Plantación

La plantación puede realizarse de plántulas que han sido previamente cultivadas en vivero o de rizomas que se obtienen de otros sistemas de humedales construidos o de humedales naturales. Las plantas si tienen agua, luz y nutrientes crecen muy rápido y dan muy buenos resultados, los mejores se obtienen con plantaciones monoespecíficas de carrizo, espadaña o juncos.

Salas (2007) señala que en humedales artificiales de flujo subsuperficial el carrizo (*Phragmites australis*), es el más empleado por presentar las siguientes ventajas:

- Se adapta perfectamente a las condiciones hídricas de los humedales.
- Buena transferencia de oxígeno desde las partes en la superficie hasta los rizomas y raíces, favoreciendo el desarrollo de bacterias.
- Los tallos percolan el agua, favoreciendo la filtración, lo que reduce el riesgo de colmatación.
- Adaptación fácil a la altitud excepto en alta montaña y a climas diversos.
- El ciclo vegetativo tiene una duración mayor al de otras plantas emergentes.



Figura 66. Detalle de la zona de rizomas y de raíces de una planta de carrizo (*Phragmites australis*) Tomado de (Salas Rodríguez, 2007)



Figura 67. Detalle del aerénquima de una planta de carrizo (*Phragmites australis*). Tomado de (Salas Rodríguez, 2007)

4.7.4. Resumen de Cálculos

Población y Caudales

Parámetro	Cantidad	Unidad
Población actual	1 221	hab.
Población proyectada 2042	1 829	hab.
Periodo de diseño	25	años
índice de crecimiento poblacional	1,63	%
Dotación de agua potable	216,31	l/hab/día
Caudales futuros		
Caudal medio diario de agua potable	4,58	l/s
Coeficiente de retorno	0,8	
Caudal medio diario de agua residual	3,66	l/s
Caudal punta diario	6,23	l/s
Coeficiente punta horario	4,52	
Caudal punta horario	16,56	l/s
Caudal máximo diario	12,46	l/s
Caudal mínimo diario	1,1	l/s
Caudal de diseño tanque Imhoff		
Coeficiente punta horario Imhoff	5,08	
Caudal punta horario Imhoff	18,59	l/s

Tabla 29. Resumen de Población y Caudales

Resumen Pretratamiento

Componente	Valor de diseño	Unidad
Ancho barrotes reja de gruesos	15	mm
Luz entre barrotes reja de gruesos	50	mm
Número de barrotes reja de gruesos	8	u
Grado de colmatación	30	%
Velocidad de paso	0,3	m/s
pendiente en relación a la vertical	45	grados
Ancho útil de paso (Wu)	0,27	m
Ancho barrotes reja de finos	5	mm

Componente	Valor de diseño	Unidad
Luz entre barrotes reja de finos	25	mm
Número de barrotes reja de finos	17	u
Zona de destaste		
Ancho del canal	0,5	m
Calado de desbaste	0,05	m
Longitud del canal	3	m
Zona de desarenado		
Sección transversal	0,042	m ²
Carga superficial	45,75	m ³ /m ² .hora
Calado del desarenador	0,06	m
Ancho del desarenador	0,7	m
Largo del canal	1,4	m
Altura total del canal	0,4	m

Tabla 30. Resumen Pretratamiento

Resumen tratamientos primarios

Componente	Valor de diseño	Unidad
Zona de decantación		
Superficie zona de decantación	10,76	m ²
Longitud de decantación	5,4	m
Ancho de decantación	3	m
Pendiente paredes zona de decantación	1,75	m/m
Profundidad de la zona de decantación (P)	2,41	m
Obertura inferior (O _i)	0,25	m
Superficie del triángulo (A ₁)	1,65	m ²
Superficie del rectángulo (A _e)	0,6	m ²
Área total (A _t)	3,91	m ²
Volumen de decantación	25,97	m ³
Velocidad horizontal punta horaria	0,29	m/min
Tiempo de retención	3,94	horas
Altura del deflector	0,3	m
Zona de gases		
Ancho zona de escape de gases	0,90	m
porcentaje de la superficie para escape de gases	20	%
Zona de digestión		
Velocidad de emisión unitaria de lodos	100	l/hab.día
tiempo de digestión	0,5	Años
inclinación de las paredes de fondo	30	grados
número de puntos de recogida de los lodos	2	
Volumen de lodos	45,73	m ³
Altura del fondo en zona piramidal (h ₃)	0,78	m

Componente	Valor de diseño	Unidad
Altura ocupada por los lodos (h_2)	2,12	m
Altura entre O_1 y S de lodo acumulado (h_1)	0,3	m
Volumen de resguardo	8,75	m ³
Dimensiones del tanque		
Superficie total tanque	19,44	m ³
Volumen total del tanque	86,77	m ³
Ancho total del tanque	3,90	m
Longitud total tanque	5,4	m
Profundidad total del tanque	6,36	m

Tabla 31. Resumen tratamiento primario

Resumen tratamiento secundario

Componente	Valor de diseño	Unidad
Dimensionamiento biológico		
constante de velocidad de eliminación del nitrógeno (K_A)	0,025	m/día
Superficie del humedal	10 448,51	m ²
Carga orgánica superficial	1,04	g DBO/m ² .día
Dimensionamiento hidráulico		
Conductividad hidráulica (K_s)	3 000	m ³ /m ² . día
factor de seguridad (f_s)	7	
Pendiente lecho (s)	0,01	m/m
Diámetro de la grava	8	mm
Porosidad	30	%
Tiempo de retención	3	días
Carga hidráulica superficial	5,15	cm/día
densidad del solido en condiciones humedales	1 200	Kg/m ³
Vida útil del humedal	14	años
rendimiento	88,85	%
Dimensiones del humedal		
profundidad del humedal (h)	0,3	m
Ancho del humedal (W)	418,49	m
Longitud del humedal (L)	24,97	m
Dimensiones de las celdas		
Número de celdas	20	u
Ancho de celda	21	m
Largo de celda	25	m

Tabla 32. Tratamiento secundario

5. Resumen y conclusiones

Como resumen del proyecto se puede decir:

1. La evaluación del sistema de redes de saneamiento se ha realizado estimando los caudales en base a dotaciones y el número de habitantes de Lita. Para trabajar con datos exactos se debe realizar mediciones de caudal. Con esta información se debe calibrar y validar el modelo. No obstante, los valores teóricos con los que se ha trabajado, son suficientes para evaluar las condiciones de funcionamiento de la red. Objetivo de este trabajo.
2. Los patrones temporales con los que se ha trabajado en el presente proyecto, fueron obtenidos a partir de mediciones del consumo de agua potable de la parroquia Lita, en la tubería de salida del depósito de reserva. Este procedimiento es válido para Lita, debido a que tienen agua potable continua y se trata de una población donde no se tiene industria. Ya que son muy similares las curvas de: consumo de agua potable y caudal de aguas residuales domésticas. Esta condición es característica en las poblaciones rurales de la sierra norte del Ecuador. Para poblaciones con presencia de industria y/o dotación discontinua de agua potable, este procedimiento no es aplicable, aconsejándose la medición de caudales de agua residual en las redes de saneamiento.
3. Para el cálculo hidráulico del modelo en SWMM se ha utilizado el método de onda dinámica que resuelve las ecuaciones completas de Saint-Venant con un esquema en diferencias finitas explícito, que puede presentar inestabilidades según el valor del número de Courant. En el presente proyecto no se presentan, teniéndose todos los tramos estables.
4. Como última actividad de la evaluación de las redes de distribución, se ha proyectado el caudal a 25 años, periodo de diseño para el sistema de tratamiento. El caudal se ha incrementado de acuerdo a la distribución actual de la población. Debido a que no se tienen definidas zonas de expansión urbana.
5. El presente trabajo se ha realizado con valores característicos de aguas residuales, tomados de bibliografía técnica. Antes de la puesta en marcha del sistema. Se recomienda una calibración de los diseños con datos obtenidos en campo.
6. Al no tener aporte de caudal pluvial en el sistema, no es necesaria la instalación de un vertedero. Aunque se puede dotar al sistema de uno, si no se tiene la certeza de que en el futuro no se conectaran aguas pluviales.
7. El sistema contempla la instalación de dos tanques Imhoff con el objetivo de tener dimensiones que permitan una construcción más sencilla, disminuyendo la profundidad de excavación.
8. La distribución de las celdas se ha realizado tomando en cuenta el espacio disponible. Al no tener la posibilidad de descentralizar todo el caudal a tratar se agrupa en al final del sistema de redes de saneamiento. Razón por la cual la superficie requerida es considerable. Por lo general se recomienda en lo posible distribuir el caudal para obtener dimensiones menores de las instalaciones.

9. El presente diseño cumple sobradamente con las normas del Ecuador para vertidos a cuerpos de agua dulce. Y cumple también con la ley española en base a la cual se ha desarrollado el presente trabajo. Debido a que se espera que las normas ecuatorianas se endurezcan en el futuro, pudiendo llegar a ser muy similares a las que hoy se tienen establecidas en el reino de España.

10. El lodo obtenido en el tratamiento primario y deshidratado posteriormente en la era de secado se utilizará en actividades agrícolas de la parroquia. Mejorará las condiciones del suelo ya que es rico en nutrientes.

Como conclusión del proyecto se pueden mencionar:

Se ha realizado el diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales para la parroquia de Lita utilizando humedales artificiales, los mismos que presentan como mayor ventaja frente a sistemas convencionales su facilidad de explotación e integración al paisaje del lugar. Explotación que puede ser realizada por los habitantes de la parroquia con herramientas sencillas. Estas características hacen que este tipo de sistemas sean recomendados para las poblaciones rurales del norte del Ecuador.

6. Bibliografía

- Barrera, A. (1999). Análisis y Caracterización de los Parámetros de las Aguas Residuales Necesarios para el Dimensionamiento de Estaciones Depuradoras de Menos de 2000 hab.-eq. Tesina de Especialitat, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Crites, R. W. T., George, C., Miller, P., y Patricia, L. (2000). Sistemas de manejo de aguas residuales: para núcleos pequeños y descentralizados.
- Convención de Ramsar (1971). Guía a la Convención sobre los Humedales (Ramsar, Irán,1971). Gland (Suiza): secretaria de la Convención de Ramsar
- Doménech Andrés, I. (2016). Diseño de redes de colectores. Valencia. Universitat Politècnica de València,2016.
- Doménech Andrés, I. (2016). La modelación matemática del drenaje urbano. Valencia. Universitat Politècnica de València,2016.
- Ferrer Polo, J., y Seco Torrecillas, A. (2010). Tratamientos físicos y químicos de aguas residuales. Universidad Politécnica de Valencia.
- García Serrano, J., y Corzo Hernández, A. (2012). Depuración con Humedales Construidos. Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial.
- García, J., Aguirre, P., Mujeriego, R., Huang, Y., Ortiz, L., y Bayona, J. M. (2004). Initial contaminant removal performance factors in horizontal flow reed beds used for treating urban wastewater. *Water Research*, 38(7), 1669–1678.
- Gobierno Autónomo Descentralizado rural de Lita. (2014). Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (2014-2019). PDOT. 2014
- INEC, E. (2010). Instituto nacional de estadísticas y censos. Quito: INEC.
- Kadlec, R. H., Knight, R., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., y Haberl, R. (2017). Constructed wetlands for pollution control.
- Martín M. y Hernández-Crespo, C. (2016). Humedales artificiales en el tratamiento de aguas. Valencia. Universitat Politècnica de València,2016.
- Ministerio del Ambiente del Ecuador. (2015). Ministerio del Ambiente–TULSMA (2015): Libro VI de la Calidad Ambiental, Título VII, Anexo I: Norma de Calidad Ambiental y de Descarga de Efluentes: Recurso Agua. Ecuador. NETGRAFÍA.
- Ortega, E. (2013). Curso sobre Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras. Esquema de una EDAR. Pretratamientos. Centro de Estudios y Experimentación de obras públicas. CEDEX, 2013.

- Peñaranda, C. (1993). Manual para cálculo diseño y proyecto de redes de alcantarillado. In Manual para cálculo diseño y proyecto de redes de alcantarillado.
- Puertas Agudo, J. (2008). Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano. Madrid: CEDEX.
- Reed, S. C., Crites, R. W., y Middlebrooks, E. J. (1995). Natural systems for waste management and treatment. McGraw-Hill, Inc.
- Rossmann, L. (2004). Storm Water Management Model (SWMM version 5.0) user's manual. United States Environment Protection Agency.
- Salas Rodríguez, J. J. (2007). Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales. Capítulo 4, Humedales artificiales. Sevilla]: Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA).
- Secretaría del Agua del Ecuador. (2012). Normas para estudios y diseños de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. Ecuador. SENAGUA.
- Seoánez Calvo, M. (1999). Aguas residuales: tratamiento por humedales artificiales: fundamentos científicos, tecnologías, diseño. Madrid [etc.]: Mundi-Prensa.
- Trapote Jaume, A. (2011). Infraestructuras hidráulico-sanitarias II: saneamiento y drenaje urbano. San Vicente del Raspeig: Universidad de Alicante.
- XIX Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. (2001). Madrid]: CEDEX.