

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

**“EVALUACION Y PROPUESTA DE REDISEÑO DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LA COMUNIDAD DE
CHURUGUZO, PARROQUIA TARQUI, CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL
AZUAY”**

Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Civil

AUTORES:

DAVID SANTIAGO SALAZAR SERRANO
ESTEBAN ANDRÉS SÁNCHEZ MERCHÁN

DIRECTOR:

Ing. ANDRÉS OMAR ALVARADO MARTÍNEZ, Ph.D.

CUENCA – ECUADOR

2015



RESUMEN

El tratamiento de aguas residuales constituye un tema de gran interés debido a que está directamente ligado con la salud pública y la dignidad humana. La Empresa Pública Municipal de Telecomunicaciones, Agua Potable y Alcantarillado de Cuenca (ETAPA EP) dentro del país ha sido pionera en la implementación de sistemas tanto convencionales como descentralizados de tratamiento de agua residual. Sin embargo, los sistemas una vez implementados no pueden operar y mantenerse por sí mismos, el deterioro comienza a evidenciarse y por ello tomar las medidas correctivas es un punto clave para preservar la operatividad y eficiencia de los sistemas. El presente trabajo contempla la evaluación y propuesta de rediseño del sistema descentralizado ubicado en la Comunidad de Churuguzo, Tarqui del cantón Cuenca. Se llevó a cabo en primer lugar evaluaciones realizadas previamente y se complementó con caracterizaciones del agua residual afluyente al sistema. La Planta cuenta actualmente con una fosa séptica y dos humedales artificiales de flujo horizontal subsuperficial. Con base en una exhaustiva revisión de la bibliografía técnica, se plantearon como alternativas de rediseño utilizar como unidad central de tratamiento: i) Humedales Recíprocos, ii) Reactor de Recirculación con Medio Filtrante, y iii) Modificar los actuales Humedales. Una vez efectuados los correspondientes diseños y analizada la factibilidad técnica y económica de cada una de las alternativas planteadas, se optó por rediseñar la tecnología actual del sistema, es decir, los humedales artificiales de flujo horizontal subsuperficial, aplicando como metodología de diseño la propuesta por Kadlec & Knight (1996). Además, en función del caudal y cargas contaminantes, se procedió a rediseñar las estructuras de pretratamiento, la fosa séptica y las líneas de conducción. Como parte del diseño definitivo también se incluye la propuesta de Operación y Mantenimiento del sistema.

Palabras claves:

Aguas residuales, Saneamiento ambiental, Salud pública, Planta de tratamiento, Churuguzo, Humedales artificiales, Fosa séptica, Sistemas descentralizados.



ABSTRACT

The wastewater treatment is a topic of high relevance because of the direct implications on the public and human dignity. The Municipal Public Institution in charge of the telecommunications, drinking water, sewerage and sanitation in Cuenca (ETAPA EP) has been a pioneer in the implementation of both conventional and decentralized systems of wastewater treatment in the country. However, once the systems are implemented, they cannot operate and maintain by themselves; the deterioration begins and therefore, a corrective measures became crucial to keep the efficiency of the systems. This study focuses in the evaluation and proposal of redesign of the decentralized system located in the community of Churuguzo, Tarqui in Cuenca canton. Initially an analysis of previous studies of this facility was performed, and this was complemented with inflow wastewater characterizations. Currently the plant has a septic tank and two subsurface horizontal flow wetlands. Based on an exhaustive review of technical literature, the following redesign alternatives were proposed as the main treatment unit: i) Reciprocating Wetlands, ii) Recirculation Packed Bed Filter, and iii) Modify the existing Wetlands. Once the corresponding designs were elaborated and a technical and economic feasibility of the alternatives was analyzed, it was decided to redesign the current technology of the system: the subsurface horizontal flow constructed wetlands, applying the design methodology proposed by Kadlec & Knight (1996). Additionally, based on the flow and pollutant loads, the pretreatment structures, the septic tank and the pipelines were redesigned. As part of the final design, a proposal for the Operation and Maintenance of the system is also included.

Key Words:

Wastewater, Environmental sanitation, Public health, Wastewater treatment plant, Churuguzo, Constructed wetlands, Septic tank, Decentralized systems.



ÍNDICE DE CONTENIDO

Resumen.....	1
Abstract.....	2
Cláusulas de Responsabilidad	10
Dedicatoria	14
Agradecimiento	15
1. Introducción.....	16
1.1. Antecedentes	17
1.2. Justificación	17
1.3. Objetivos	18
1.3.1. Objetivos Generales	18
1.3.2. Objetivos Específicos	18
2. Marco Teórico	19
2.1. Saneamiento Rural en Latinoamérica y el Caribe; y en el Ecuador ...	19
2.1.1. Saneamiento en Latinoamérica y el Caribe	19
2.1.1.1. Evolución en la cobertura del saneamiento.....	19
2.1.1.2. Acceso al saneamiento: realidades, desafíos y estrategias ...	21
2.1.2. Saneamiento Rural en el Ecuador	23
2.1.2.1. Gobernabilidad.....	24
2.1.2.2. Financiamiento.....	24
2.1.2.3. Entorno Favorable.....	24
2.2. Plantas Rurales del Cantón Cuenca	25
2.2.1. Unidades y procesos de depuración.....	27
2.2.2. Deficiencias de los Sistemas de Tratamiento	28
2.2.3. Estado de los Sistemas de Alcantarillado.....	28
2.3. Sistemas de Tratamiento In situ para Pequeñas Comunidades	29
2.3.1. Generalidades de los sistemas de tratamiento en zonas rurales .	29
2.3.2. Sistemas de tratamiento centralizados y descentralizados	31
2.4. Tecnologías de Tratamiento Sustentables en Zona Andina.....	33
2.5. Tratamientos Anaerobios y Humedales Artificiales	34
2.5.1. Tratamientos Anaerobios.....	36
2.5.1.1. Ventajas y desventajas	36
2.5.1.2. Digestión Anaerobia.....	37
2.5.1.3. Tecnologías de Tratamiento.....	38



2.5.1.4.	Sistemas convencionales.....	38
2.5.1.4.1.	Digestores de Lodo.....	39
2.5.1.4.2.	Tanque Imhoff.....	39
2.5.1.4.3.	Tanques Sépticos.....	41
2.5.1.4.4.	Lagunas Anaerobias.....	42
2.5.1.5.	Sistemas de Alta Tasa.....	43
2.5.1.5.1.	Mecanismos de Retención.....	43
	Reactores de Lecho Fijo.....	43
	Reactores de Lecho Rotacional.....	44
	Reactores de Lecho Expandido/Fluidizado.....	45
2.5.1.5.2.	Crecimiento Disperso.....	45
	Reactores de 2 Etapas.....	45
	Reactores con Deflectores.....	46
	Reactores de Flujo Ascendente de Manto Anaerobio.....	46
	Reactores Granulares Expandidos.....	47
	Reactores con Recirculación Interna.....	48
2.5.2.	Humedales Artificiales.....	48
2.5.2.1.	Humedales de Flujo Superficial.....	49
2.5.2.1.1.	Criterios de Diseño.....	50
2.5.2.2.	Humedales de Flujo Sub-superficial.....	51
2.5.2.2.1.	Criterios de Diseño.....	52
3.	Factibilidad y Escenarios de Diseño.....	54
3.1.	Estudio de Evaluaciones Realizadas en el Sistema.....	54
3.1.1.	Evaluación realizada por el Ing. Galo Ordoñez (Ordoñez, 2009). ..	54
3.1.2.	Evaluación realizada en el año 2014.....	55
3.1.3.	Evaluaciones actuales.....	57
3.1.3.1.	Caracterización del 18 de diciembre de 2014.....	57
3.1.3.2.	Caracterizaciones del 17 y 23 de diciembre de 2014.....	58
3.2.	Propuesta de Soluciones Tecnológicas.....	59
3.2.1.	Humedales de Flujo Horizontal Sub-superficial.....	60
3.2.1.1.	Método de Kadlec and Knight.....	61
3.2.1.2.	Método de Diseño de Reed.....	63
3.2.1.3.	Método de Diseño de la US-EPA.....	64
3.2.2.	Reactor de Recirculación con Medio Filtrante.....	67
3.2.2.1.	Funcionamiento.....	68



3.2.2.2.	Mecanismos de Remoción	69
3.2.2.3.	Criterios de Diseño.....	70
3.2.2.4.	Procedimiento de Diseño	72
3.2.2.4.1.	Tamaño del filtro	72
3.2.2.4.2.	Carga orgánica	72
3.2.2.4.3.	Número de tuberías laterales y orificios.....	72
3.2.2.4.4.	Flujo por dosificación y flujo en cada tubería	72
3.2.2.4.5.	Descarga en cada orificio	73
3.2.2.4.6.	Duración del flujo y el volumen total descargado.....	73
3.2.3.	Humedales Recíprocos	73
3.2.3.1.	Criterios de diseño	75
3.3.	Análisis de Sostenibilidad de las Soluciones Planteadas.....	76
3.3.1.	Descripción del Sistema Actual	76
3.3.1.1.	Sedimentador.....	76
3.3.1.2.	Tanque Séptico	77
3.3.1.3.	Lecho de Secado de Lodos.....	77
3.3.1.4.	Biofiltros o Humedales	77
3.3.2.	Consideraciones de Diseño.....	78
3.3.3.	Humedales de Flujo Horizontal Sub-superficial	78
3.3.3.1.	Método de Kadlec and Knight	78
3.3.3.2.	Método de Diseño de Reed.....	80
3.3.3.3.	Método de Diseño de la US-EPA	81
3.3.4.	Reactor de Recirculación con Medio Filtrante	81
3.3.5.	Humedales Recíprocos	83
3.3.5.1.	Requerimiento de área en función de volumen.....	83
3.3.5.2.	Requerimiento de volumen en función del DQO	83
3.4.	Selección de la Tecnología más Apropiada	84
4.	Diseño Definitivo	86
4.1.	Diseño Definitivo	86
4.1.1.	Tratamiento Preliminar	86
4.1.1.1.	Canal de entrada.....	86
4.1.1.2.	Rejilla (cribado)	87
4.1.1.3.	Desarenador	89
4.1.2.	Tanque Séptico.....	92
4.1.2.1	Metodología de diseño	92



4.1.2.2.	Características del tanque séptico	93
4.1.2.3.	Dimensionamiento	94
4.1.3.	Línea de Conducción.....	96
4.1.3.1.	Diseño Actual	96
4.1.3.2.	Rediseño del Sistema de tuberías	96
4.1.4.	Humedales Artificiales	98
4.1.4.1.	Dimensiones	98
4.1.4.2.	Vegetación	98
4.1.4.3.	Tuberías de distribución y recolección	98
4.1.4.4.	Sustrato (medio).....	98
4.1.4.5.	Otras especificaciones	99
4.1.5.	Sistema de Tuberías para la Descarga del Efluente.....	100
4.2.	Propuesta de Operación y Mantenimiento	101
4.2.1.	Personal a cargo de la operación y mantenimiento	101
4.2.2.	Estructuras, accesorios e instalaciones.....	102
4.2.2.1.	Estructuras de pretratamiento	102
4.2.2.1.1.	Rejilla de entrada	102
4.2.2.1.2.	Desarenador	102
4.2.2.2.	Tanque séptico.....	102
4.2.2.2.1.	Limpieza rutinaria.....	102
4.2.2.2.2.	Limpieza de lodo.....	103
4.2.2.3.	Humedales artificiales	104
4.2.2.3.1.	Vegetación	104
4.2.2.3.2.	Mosquitos	105
5.	Conclusiones y Recomendaciones	106
6.	Bibliografía y Referencias	108
7.	Anexos	112
Anexo A.	Configuración Geométrica de los sistemas Anaerobios	112
ANEXO A. 1	Digestores de Lodo	112
ANEXO A. 2	Tanque Imhoff	113
ANEXO A. 3	Tanques Sépticos.....	114
ANEXO A. 4	Lagunas Anaerobias	116
ANEXO A. 5	Reactores de Lecho Fijo.....	117
ANEXO A. 6	Reactores de Lecho Rotacional	118
ANEXO A. 7	Reactores de Lecho Expandido/Fluidizado	119



ANEXO A. 8 Reactores de 2 Etapas	120
ANEXO A. 9 Reactores con Deflectores	121
ANEXO A. 10 Reactor UASB	122
ANEXO A. 11 Reactores Granulares Expandidos.....	123
ANEXO A. 12 Reactores con Recirculación Interna.....	124
Anexo B. Configuración Geométrica de Humedales Artificiales	125
ANEXO B. 1 Humedales Artificiales de Flujo Superficial.....	125
ANEXO B. 2 Humedales Artificiales de Flujo Sub-superficial.....	126
Anexo C. Caracterizaciones realizadas en la PTAR.....	127
ANEXO C. 1 Caracterización N° 1, fuente ETAPA EP	127
ANEXO C. 2 Caracterización N° 2, fuente Universidad de Cuenca	129
ANEXO C. 3 Caracterización N° 3, fuente ETAPA EP.....	130
ANEXO C. 4 Caracterización N° 4, fuente ETAPA EP	131
Anexo D. Límites de Descarga a un Cuerpo de Agua Dulce	132
Anexo E. Tanque de Recirculación con Medio Filtrante	134
ANEXO E. 1 Configuración Geométrica de un Medio Filtrante	134
ANEXO E. 2 Componentes típicos de un RPBF	136
Anexo F. Planos del Diseño Definitivo	137
ANEXO F. 1 Estructuras de Entrada	137
ANEXO F. 2 Tanque Séptico	137
ANEXO F. 3 Sistema de Humedales Artificiales	137



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Evolución de la cobertura de saneamiento para LAC.....	19
Tabla 2.2 Evolución y estado del Saneamiento en el Ecuador	23
Tabla 2.3 Información de las PTARs del cantón Cuenca (sector rural)	26
Tabla 2.4 Características de los principales niveles de tratamiento	35
Tabla 2.5 Ventajas y desventajas de los sistemas de tratamiento anaerobios	36
Tabla 2.6 Características para el diseño de humedales de Flujo Superficial ...	50
Tabla 2.7 Características para el diseño de humedales de flujo Subsuperficial	53
Tabla 3.1 Caracterización del 18 de diciembre de 2014	57
Tabla 3.2 Caracterización del 17 de diciembre de 2014	58
Tabla 3.3 Caracterización del 23 de diciembre de 2014	59
Tabla 3.4 Valores de la constante cinética de primer orden, kA.....	62
Tabla 3.5 Parámetros de diseño para humedales de flujo Sub-superficial.....	64
Tabla 3.6 Valores de Conductividad Hidráulica.....	66
Tabla 3.7 Criterios generales de diseño para el RPBF	71
Tabla 3.8 Valores de parámetros considerados para el diseño.....	78
Tabla 3.9 Diseño bajo consideraciones dadas por Kayombo (2005)	79
Tabla 3.10 Diseño bajo consideraciones dadas por Joan García (2012)	79
Tabla 3.11 Diseño bajo consideraciones dadas por Reed (1995)	80
Tabla 3.12 Diseño bajo consideraciones dadas por la US-EPA (2000)	81
Tabla 3.13 Valores seleccionados para el diseño del RPBF	82
Tabla 3.14 Valores de diseño para el RPBF	82
Tabla 3.15 Valores de diseño de los Humedales Recíprocos	84
Tabla 4.1 Parámetros de diseño sugeridos para la Rejilla de entrada	87
Tabla 4.2 Dimensiones de estructuras de entrada y características del flujo ..	88
Tabla 4.3 Criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal.....	89
Tabla 4.4 Parámetros de diseño y dimensionamiento del Desarenador	91
Tabla 4.5 Valores de diseño del Tanque Séptico	94
Tabla 4.6 Dimensiones del Tanque Séptico.....	94
Tabla 4.7 Configuración interna del Tanque Séptico.....	95
Tabla 4.8 Configuración de los humedales artificiales de flujo sub-superficial .	99
Tabla 4.9 Remoción esperada de contaminantes en los humedales SSF	99



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Población en América Latina y el Caribe con acceso a agua potable y saneamiento mejorado	20
Figura 2.2 Objetivos generales del manejo de aguas residuales en relación con las características de los sistemas descentralizados	33
Figura 2.3 Etapas de la Digestión Anaerobia	37
Figura 2.4 Tecnologías de Tratamiento Anaerobio	38
Figura 2.5 Clasificación de los sistemas Anaerobios de alta tasa	43

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1 Evolución del saneamiento rural en América Latina	21
Gráfico 2.2 Ubicación de las PTARs del cantón Cuenca	27
Gráfico 2.3 Esquema representativo de un digestor anaerobio de lodo	39
Gráfico 2.4 Esquema representativo de un Tanque Imhoff	40
Gráfico 2.5 Esquema representativo de un Tanque Séptico	41
Gráfico 2.6 Esquema representativo de una Laguna Anaerobia	42
Gráfico 2.7 Esquema representativo de un Reactor Anaerobio de Lecho Fijo	44
Gráfico 2.8 Esquema representativo de un Reactor de Lecho Fluidizado	45
Gráfico 2.9 Esquema representativo de un Reactor Anaerobio UASB	46
Gráfico 2.10 Esquema representativo de un Reactor Granular Expandido	48
Gráfico 2.11 Esquema representativo de un Humedal de Flujo Superficial	50
Gráfico 2.12 Esquema representativo de un Humedal de Flujo Subsuperficial	52
Gráfico 3.1 Esquema general del Media Filter	68
Gráfico 3.2 Esquema de funcionamiento del RPF	68
Gráfico 3.3 Esquema de funcionamiento de los Humedales Recíprocos	74
Gráfico 3.4 Ambientes de exposición de tratamiento biológico	74
Gráfico 3.5 Estructura de Sedimentación de la PTAR de Churuguzo	76
Gráfico 3.6 Sistema de Humedales de la PTAR de Churuguzo	77
Gráfico 4.1 Sistema de tuberías actual para los Humedales Artificiales	96
Gráfico 4.2 Cámara distribuidora de flujo de agua	97
Gráfico 4.3 Rediseño del Sistema de tuberías para los Humedales Artificiales	97
Gráfico 4.4 Estructura de salida actual de la Planta de Churuguzo	100



CLÁUSULAS DE RESPONSABILIDAD



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, David Santiago Salazar Serrano, autor de la tesis "Evaluación y propuesta de rediseño de la Planta de Tratamiento de aguas residuales de la Comunidad de Churuguzo, parroquia Tarqui, cantón Cuenca, provincia del Azuay", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 23 de Febrero de 2015

David Santiago Salazar Serrano

C.I: 0106557598



Yo, David Santiago Salazar Serrano, autor de la tesis "Evaluación y propuesta de rediseño de la Planta de Tratamiento de aguas residuales de la Comunidad de Churuguzo, parroquia Tarqui, cantón Cuenca, provincia del Azuay", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 23 de Febrero de 2015

David Santiago Salazar Serrano

C.I: 0106557598



Yo, Esteban Andrés Sánchez Merchán, autor de la tesis "Evaluación y propuesta de rediseño de la Planta de Tratamiento de aguas residuales de la Comunidad de Churuguzo, parroquia Tarqui, cantón Cuenca, provincia del Azuay", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 23 de Febrero de 2015

Esteban Andrés Sánchez Merchán

C.I: 0105443220



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo, Esteban Andrés Sánchez Merchán, autor de la tesis "Evaluación y propuesta de rediseño de la Planta de Tratamiento de aguas residuales de la Comunidad de Churuguzo, parroquia Tarqui, cantón Cuenca, provincia del Azuay", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 23 de Febrero de 2015

Esteban Andrés Sánchez Merchán

C.I: 0105443220



DEDICATORIA

Dedico este logro en primer lugar a Dios, el dueño de mi vida, por regalarme junto a cada día una nueva oportunidad y por devolverme la esperanza en aquellos momentos difíciles en los que el “no puedo” comenzaba a rondar mi cabeza. Gracias por dejarme sentir su presencia.

A Kleber e Irene, mis padres, a los que prefiero llamar “mis superhéroes”, por su modo de crianza que forjó mi carácter y mi personalidad. Por darme todo y hasta más de lo que demando, sacrificando en ocasiones hasta sus propias necesidades. Por perdonar todas mis equivocaciones, recordándome que soy un simple humano y que cometer errores forma parte del aprendizaje. Por atreverse a confiar en mis sueños y apoyar cada una de mis decisiones. Gracias por todo el amor tan puro e incondicional.

A Henry, Fernando y Mercedes, por ser siempre mis mejores amigos, por enseñarme que no hay mejor lugar para depositar la confianza que en un hermano, por todos los buenos y malos momentos compartidos, y por convencerme de que hasta en medio de las necesidades se puede seguir luchando por alcanzar las estrellas.

Por último, y no menos importante, dedico este trabajo a aquellos que se adelantaron a guardarme un lugar en la eternidad. Mi abuelo Gerardo y mi amigo Rony Mauricio, dos seres maravillosos que me enseñaron que la mejor forma de vivir, es vivir con alegría.

David Santiago

Quiero dedicar esta tesis a mi mami, quien con su sabiduría y experiencia me ha sabido guiar por el camino correcto, demostrándome que incluso en los momentos más difíciles siempre tendrás un hombro sobre el cual llorar, una mano para ayudarte a levantar; y sobre todo un oído que te va a escuchar.

De la misma manera dedico esta tesis a mi papi, quien me enseñó que no es necesario tener un título en papel para ser un profesional de calidad, ya que con su esfuerzo sin descanso, y tras noches y noches de amargura, jamás supo rendirse y lo dio todo por su familia, permitiéndome llegar al lugar en donde estoy, llegando a convertirse en mi héroe.

Además quiero dedicar mi trabajo de tesis a mi abuelito Michu, quien desde el cielo me cuidó, me protegió, me ayudó, me guió y sobre todo me acompañó en todo momento de mi vida estudiantil; a mi abue quien no dudó en brindarme un poquito de comida para continuar con mis estudios; y a mis hermanos que me ayudaron en cada ocasión, ya sea con gusto o disgusto, pero lo hicieron.

Finalmente, pero no menos importante, dedico la tesis a Diosito, quien jamás me abandonó, ese ser divino que me orientó, cuidó todos mis pasos y me dio la fuerza y sabiduría que necesité todos los días de arduo trabajo.

Esteban Andrés



AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer de manera muy especial a nuestro director y amigo el Ing. Andrés Alvarado Martínez, Ph.D. docente de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, por su ayuda y orientación para la realización de esta tesis. Su sabiduría, experiencia, conocimiento y paciencia han sido fundamentales para culminar con éxito este esmerado proyecto.

A los doctores Clyde Munster y Anish Jantrania, y los estudiantes Matthew, Clint, Garrett y Troy, miembros de la Universidad de Texas A&M, por su valioso aporte y colaboración en la realización de este trabajo, llevado a cabo en conjunto con la Universidad de Cuenca y la Empresa ETAPA EP.

A nuestros compañeros y sobre todo amigos, quienes hicieron de nuestros días universitarios una aventura, que sin duda estaríamos dispuestos a repetir.

Finalmente, compartimos el mismo sentimiento para expresar nuestro más sincero agradecimiento que se traduce en estas palabras, “A los padres de mi compañero de tesis, por cada uno de los días en los que en su casa me sentí como un miembro más de la familia, por todas las atenciones recibidas y el gran apoyo brindado”.

David Salazar y Esteban Sánchez



1. INTRODUCCIÓN

“El acceso al saneamiento es una de las necesidades humanas más ignoradas y desatendidas. Simplemente se trata de una cuestión fundamental de dignidad humana y derechos humanos. Es una de las piedras angulares del desarrollo económico y la protección ambiental. Y está estrechamente vinculada con la totalidad de los objetivos de desarrollo del Milenio, en particular los relacionados con el medio ambiente, la educación, la igualdad entre los géneros y la reducción de la mortalidad infantil y la pobreza.” (OMS, 2008).

El crecimiento de las poblaciones y la tendencia a la urbanización forman parte de los factores que evidencian un aumento en la generación de residuos, sumados también al aumento de la actividad industrial, por esta razón, se ha visto necesario la implementación de sistemas que depuren dichos residuos mediante el uso de tecnologías sustentables y que se encuentren sujetos a la realidad económica del país. A nivel nacional, los sistemas de disposición de excretas y de tratamiento de aguas residuales no reciben el mismo grado de importancia que los de abastecimiento de agua potable, a pesar de que son sistemas que deben ser tratados conjuntamente.

En el cantón Cuenca, mediante la Empresa Pública Municipal de Telecomunicaciones, Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (ETAPA EP), se ha alcanzado una cobertura del 94% del servicio de alcantarillado, en el sector rural dicha cobertura llega a 60%, disponiéndose de sistemas de tratamiento de aguas residuales en algunas localidades, los cuales en su mayoría corresponden a pequeñas plantas constituidas por fosas sépticas, filtros anaerobios y humedales artificiales (Neira, 2005).

Una planta de tratamiento evita la contaminación que el vertido de las aguas residuales provocaría en un cuerpo receptor. Henry J. & Heinke (1999) y Metcalf & Eddy (2003) plantean que para proteger estos recursos hídricos se debe controlar la descarga de contaminantes en los mismos. Esto se hace en atención a los requisitos de efluentes en cuanto a Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Sólidos Suspendidos Totales (SST) y coliformes fecales establecidos en las leyes y normas de las comunidades en estudio. No obstante, si el sistema no tiene un funcionamiento adecuado se puede llegar a producir un conflicto que afectaría al entorno natural y a las poblaciones aledañas. (Arévalo, et al., 2010)

Evaluar una planta de tratamiento de aguas residuales consiste en realizar estudios tanto de campo como de laboratorio con la finalidad de diagnosticar el estado y funcionalidad de la misma. Mediante el trabajo de Tesis se pretende realizar una completa evaluación de la planta de tratamiento localizada en la comunidad de Churuguzo, perteneciente a la parroquia Tarqui, Cantón Cuenca, y analizar posibles soluciones, que van desde pequeñas modificaciones al sistema actual, el rediseño del sistema usando tecnología adecuada hasta un completo rediseño a partir del uso de tecnologías más sustentables.



1.1. ANTECEDENTES

La solución para sistemas pequeños, aislados o “descentralizados” para servicio a sectores que no pueden acceder a la red de interceptores y del sistema de alcantarillado público, es común para todos los países del mundo con mayor o menor grado de incidencia y de soluciones. (Ordóñez, 2009).

Aunque la urbanización por sí misma no es un problema, los crecimientos mal planeados, por lo general, causan problemas ambientales, como agotamiento y contaminación de los recursos agua, aire y suelo por el vertimiento y manejo inadecuado de los residuos líquidos y sólidos generados (Troschinetz, et al., 2009).

La Empresa Pública Municipal de Telecomunicaciones, Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Cuenca, ETAPA EP, ha implementado y mantiene en operación a más de 30 pequeñas plantas de tratamiento de agua residual en el sector rural del cantón Cuenca. Sin embargo, debido a múltiples factores, varias plantas no se encuentran en óptimo funcionamiento. La Universidad de Cuenca y ETAPA EP, a través del convenio marco de cooperación, han iniciado con un proyecto de inventario, análisis y propuesta de intervención en varias de las plantas mencionadas. Así, mediante el presente trabajo de Tesis se pretende realizar una completa evaluación de la planta de tratamiento localizada en la comunidad de Churuguzo, perteneciente a la parroquia Tarqui, cantón Cuenca, y analizar posibles soluciones para el sistema, determinando de esta forma una solución viable y sustentable ya que el efluente es descargado en el río Tarqui, el cual es usado para riego de pastizales del ganado.

Para cumplir con este proceso de análisis y diseño se cuenta con el apoyo académico de estudiantes del último año de la Universidad de Texas A&M, quienes conjuntamente con los autores de la presente tesis han formado un grupo de trabajo enfocado en la búsqueda de soluciones sustentables para el proyecto en mención. Este ejercicio académico es parte de un convenio de cooperación interuniversitaria existente entre la Universidad de Cuenca, Ecuador y la Universidad Texas A&M, Estados Unidos de América.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Por su propia topografía y situación geográfica, las pequeñas comunidades presentan una serie de problemas específicos que hacen difícil la provisión de sistemas, tanto de abastecimiento de agua como de tratamiento de agua residual. Debido a su tamaño, las pequeñas comunidades se enfrentan a una serie de problemas que dificultan la construcción y la explotación de las plantas de depuración de aguas residual, habitualmente gestionadas por entes municipales. Los principales problemas están relacionados con (Ordóñez, 2009):

- Normas de vertido estrictas. Las normativas de vertido de agua residual tratada son las mismas para comunidades grandes que para las pequeñas. El problema que se plantea es proveer este nivel de tratamiento contando con grandes restricciones económicas.



- Elevado costo per cápita: debido a su tamaño, las pequeñas comunidades no pueden aprovechar las ventajas de la economía de gran escala y las instalaciones de tratamiento suelen tener un coste constructivo por habitante más elevado en comparación con comunidades de gran tamaño.
- Financiación ilimitada: debido a tres factores:
 - Ingresos familiares bajos.
 - Recaudación limitada de tarifas por vivienda, tanto por falta de recursos como de intención de pago.
 - Baja capacidad de gestión y de posibilidad de acudir a fuentes de financiamiento, requieren de asistencia técnica y económica.
- Presupuestos muy limitados: escasos de recursos y experiencia escasa o nula en la gestión de instalaciones de depuración de agua residual.
- Caudales y características de aguas residuales específicos, las cuales difieren notablemente de los sistemas a gran escala.

A pesar de que en el sector rural del cantón Cuenca, desde hace algunos años, se han invertido recursos para la construcción de infraestructura necesaria para el funcionamiento de las plantas, con el paso del tiempo dicho funcionamiento no ha sido del todo satisfactorio debido a varios factores como: la generalización de los diseños (dado que en muchos casos consisten en réplicas de sistemas implementados en otras regiones con características diferentes), falta de recursos para operación y mantenimiento, el crecimiento poco controlado de los caudales y cargas contaminantes debido a la creciente urbanización, y el uso de tecnologías inadecuadas. Consecuentemente, es necesario un análisis integral al igual que una nueva propuesta de intervención y posterior operación y mantenimiento para volver estos sistemas operativos y eficientes.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivos Generales

- Contribuir al mejoramiento del saneamiento ambiental en el cantón Cuenca.
- Estudiar distintas soluciones tecnológicas para el tratamiento de aguas residuales en los sectores Urbano-Marginales y Rurales del cantón Cuenca.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Determinar el estado de funcionamiento de los procesos de depuración de la planta de Tratamiento de Aguas Residuales de la comunidad de Churuguzo.
- Plantear soluciones tecnológicas para mejorar la eficiencia de depuración para la planta de tratamiento de estudio.
- Estudiar la sostenibilidad de las soluciones tecnológicas planteadas y proponer a nivel de diseño definitivo una solución integral para el sistema en estudio.



2. MARCO TEÓRICO

2.1. SANEAMIENTO RURAL EN LATINOAMÉRICA Y EL CARIBE; Y EN EL ECUADOR

2.1.1. Saneamiento en Latinoamérica y el Caribe

2.1.1.1. Evolución en la cobertura del saneamiento

Desde los años sesenta y a partir de la aprobación de la Carta de Punta del Este en 1961, los países de América Latina y el Caribe (LAC) asumieron como objetivo ampliar la cobertura de los servicios de agua potable y saneamiento (Jouralev, 2004). En términos de “evolución de servicios” y considerando tanto la zona urbana como la rural, datos de la Organización Panamericana de la Salud (OPS, 2001) indican que en los años ochenta y noventa se registra un notable incremento del número de personas conectadas a sistemas de alcantarillado (Tabla 2.1); además que en la década de los noventa los sistemas de saneamiento “*in situ*” (letrinas y fosas sépticas) registran un incremento en el número de personas atendidas.

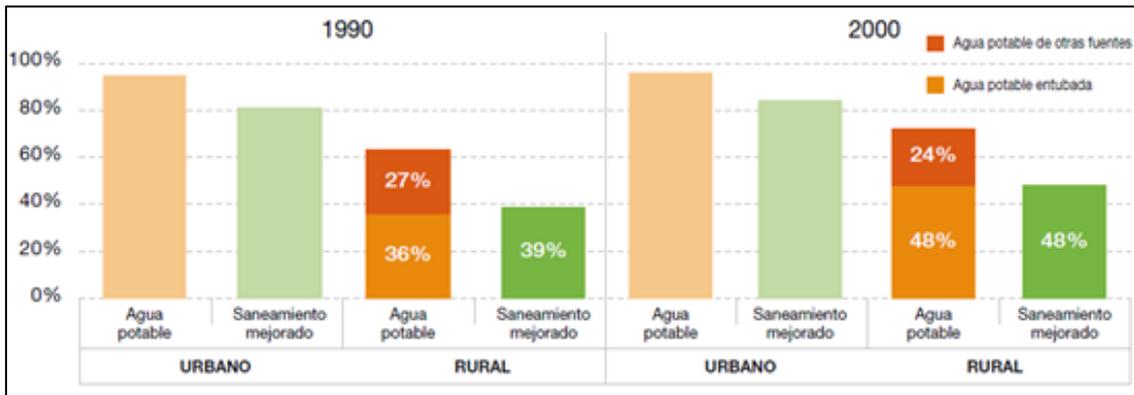
AÑO	ALCANTARILLADO		LETRINAS Y FOSAS SEPTICAS	
	(millones de habitantes)	(%)	(millones de habitantes)	(%)
1960	29	14	(*)	(*)
1971	59	21	(*)	(*)
1980	95	28	105	31
1990	168	39	116	27
2000	241	49	152	31

(*) Información no disponible

Tabla 2.1 Evolución de la cobertura de saneamiento para LAC

A inicios de los noventa el acceso a un saneamiento mejorado estaba marcado por la fuerte brecha existente entre el índice de cobertura en el ámbito urbano y el correspondiente en el ámbito rural (Figura 2.1), donde se puede observar que el índice de cobertura alcanzado en el sector urbano es dos veces mayor que en áreas rurales. Si bien la evolución de la cobertura en la década de los noventa fue productiva, un gran número de personas de la población rural continuaban sin acceso a servicios de saneamiento mejorado.

Para finales del siglo XX en LAC el acceso al alcantarillado era considerablemente menor que el acceso a agua potable con conexión domiciliaria. En la mayoría de zonas rurales el alcantarillado era prácticamente desconocido (con excepción de Colombia, Ecuador, Guatemala, Jamaica, México, Perú y Venezuela) (Jouralev, 2004).



Fuente: Lecciones del seminario internacional “Cuzco+10”

Figura 2.1 Población en América Latina y el Caribe con acceso a agua potable y saneamiento mejorado

Los niveles de cobertura implicaban que unos 103 millones de personas (21%) no disponían de servicios de eliminación de aguas residuales y excretas, de las cuales 66 millones (50%) pertenecían a las áreas rurales (OPS, 2001). Los sistemas “*in situ*” considerados como una alternativa apropiada en el medio rural, donde el 41% dependía de ellos, no se podían considerar la solución tecnológica adecuada en el sector urbano. Sin embargo, un 27% de su población recurría a dichos sistemas, en la mayoría de casos, por problemas de contaminación de las aguas subterráneas (Jouralev, 2004).

A inicios del siglo XXI para América Latina y el Caribe, la cobertura de saneamiento mejorado en el sector rural era apenas del 48% (WHO/UNICEF JMP, 2010).

La actualización del Programa de Monitoreo Conjunto de la UNICEF (JPM por sus siglas en inglés) para el año 2014 con datos del 2010 señala que, en América Latina y el Caribe la población rural supera los 120 millones de habitantes y de esta población, aproximadamente el 18% no tiene acceso a un servicio mejorado de agua y cerca del 40% no dispone de servicios de saneamiento mejorado, todo esto sin considerar la continuidad y calidad del servicio. Ecuador, Honduras y Paraguay se destacan por su impresionante desarrollo, ya que han logrado aumentar la cobertura en más de 25% de su territorio; por su parte Haití y Bolivia se convierten en los países con la menor cobertura (<50%) (Gráfico 2.1).



Fuente: Programa conjunto OMS/UNICEF (2010)

Gráfico 2.1 Evolución del saneamiento rural en América Latina

2.1.1.2. Acceso al saneamiento: realidades, desafíos y estrategias

Mientras existe cierto optimismo de que la región de América Latina y el Caribe cumplirá con los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) para agua potable, es más dudoso que cumpla con la meta para el acceso a un servicio sanitario mejorado, cuando se considera que siete de cada diez personas que siguen sin acceso en América Latina, viven en el área rural (Pearce-Oroz, 2011).

Si bien en comparación con otras regiones del mundo, tales como África y Asia, los países de América Latina y el Caribe alcanzan un nivel de cobertura de servicios en general “razonable”, en términos de saneamiento el déficit sigue siendo preocupante. La gran mayoría de personas sin acceso a servicios de saneamiento mejorado pertenecen a grupos vulnerables en zonas rurales y de bajos recursos económicos. Todo esto sumado al incesante crecimiento demográfico, la baja calidad y confiabilidad de los servicios, y a infraestructura en mal estado.

Estimaciones dadas por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID, 2003) con el objetivo de alcanzar la meta de los ODM, reducir a la mitad el porcentaje de personas sin acceso a servicios de saneamiento, se debía proveer el acceso a casi 140 millones de personas con una inversión de 22 mil millones de dólares (1,5 millones por año) entre el 2000 y 2015, donde tan sólo el 5% sería invertido en la población rural.

Cada país de la región plantea sus propias estrategias para mejorar el estado del saneamiento y tratar de alcanzar los objetivos de desarrollo del milenio. A



pesar de aquello, existen resoluciones que en los últimos años se han venido plasmando y que se pueden considerar generales entre todos los países de la región. Las resoluciones tienen como objetivos:

- Modificar la estructura institucional del sector de agua potable y saneamiento. Las reformas implican separación institucional de las funciones de definición de políticas sectoriales, de regulación económica y de administración de los servicios.
- Descentralizar la prestación de servicios. Al pasar las responsabilidades a las poblaciones y a las comunidades se prevé una mejor gestión y provisión del servicio.
- Promover la participación del sector privado, para generar una mayor inversión de capital en la dotación de servicios.
- Formular nuevos marcos legales que permitan la participación privada y regulen la eficiencia del sector público, en lo que a prestación de servicios se refiere.
- Impulsar el autofinanciamiento de los servicios y establecer sofisticados sistemas de subsidio para los grupos de bajos recursos económicos. De esta forma se garantizará un enfoque financiero sostenible para los sistemas.

Las acciones no han sido del todo eficientes pues como indica Corrales (2003): “A pesar del esfuerzo realizado, la región continua presentando un alto grado de exclusión de los servicios. Lo que es más preocupante aún, la velocidad de superación de los problemas de cobertura ha sido inferior y se ha ido consolidando una situación de exclusión social en muchos países”.

Según informes de la OMS y la UNICEF parecería que la mayoría de los países de la región están encaminados a alcanzar los ODM. Sin embargo, el monitoreo realizado enmascara la verdadera situación donde la definición de “acceso mejorado” está lejos de cumplir con las características de lo que a “acceso seguro y adecuado” realmente se refiere.

El Programa de Monitoreo Conjunto de la UNICEF (JPM por sus siglas en inglés) define como “saneamiento mejorado”, cuando se dispone de algún mecanismo que garantice la separación higiénica de las heces humanas del contacto humano (alcantarillado, fosas sépticas, letrinas sanitarias). Con base en estudios recientes se estima que la población con acceso “seguro y adecuado” a saneamiento podría estar alrededor de 20% a 40% menos que la población referida con acceso “mejorado” (McGranahan, et al., 2006).

Si bien los gobiernos invierten en sistemas de saneamiento para cubrir los costos de operación y mantenimiento, a mediano plazo dichos sistemas pasan a ser insostenibles desde el punto de vista financiero, requiriendo por tanto, una nueva inversión de capital para ampliar o reemplazar la infraestructura actual.



2.1.2. Saneamiento Rural en el Ecuador

A partir de 1970 en el Ecuador se impulsó el tratamiento de las aguas residuales. En función de las condiciones sociales, políticas y económicas del país, se adoptó como la tecnología más adecuada para ese entonces el uso de lagunaje para la estabilización de las aguas residuales (Montesdeoca, 2013).

Para el año 2015 en el marco de los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) el Ecuador plantea alcanzar que 92% de las viviendas cuenten con sistemas de eliminación de excretas, es decir dispongan de conexión de alcantarillado o de pozo ciego o séptico (SENPLADES, 2007).

El Programa Conjunto de Monitoreo para el 2014 con datos del 2012 establece que el Ecuador tiene una cobertura de saneamiento mejorado a nivel nacional del 83% con 86% en la zona urbana y 76% en el área rural (Tabla 2.2) (WHO/UNICEF JMP, 2014).

USO DE FACILIDADES SANITARIAS				
(Porcentaje de la población)				
Año		1990	2000	2012
Población (x1000)		10124	12533	15492
Población Rural (%)		45	40	32
Urbano	Mejorado	74	79	86
	No Mejorado	26	21	14
Rural	Mejorado	37	55	76
	No Mejorado	63	45	24

Tabla 2.2 Evolución y estado del Saneamiento en el Ecuador

A partir del año 2010 hasta la elaboración del informe del JMP en el 2014, 27% de la población rural del Ecuador ha alcanzado acceso al saneamiento.

En el Ecuador a diferencia del JMP, se considera como acceso mejorado sólo la conexión a red pública de alcantarillado. Desde este enfoque el país cuenta con una cobertura nacional en saneamiento de 53,59%, con un déficit de 46,41% correspondiente a 1739,786 viviendas. También se puede evidenciar la brecha entre el ámbito rural y urbano con coberturas de 71,0% y 22,93% respectivamente (INEC, 2011).

La situación del país referente al estado del acceso al saneamiento y la posibilidad de la implantación de nuevos sistemas de tratamiento de efluentes residuales se analizan en función de tres parámetros: gobernabilidad, financiamiento y entorno favorable.

La información está basada en los Planes Estratégicos Sectoriales (PES) (BID, 2008-2010); informes de la ONU; e informes de las reuniones de la Conferencia Latinoamericana de Saneamiento (LATINOSAN).

En primer lugar se analiza la gobernabilidad del sector, es decir, los mecanismos jurídicos, políticos e institucionales; en cuanto a la situación financiera se analizan los recursos, estrategias financieras para asegurar



inversiones y la sostenibilidad de los servicios (tarifas y subsidios); por último, un entorno adecuado propiciará: políticas públicas, habrá un reconocimiento del derecho al saneamiento que se ocupa del sector y, la población rural, urbano-marginal y las comunidades serán incluidas participando de forma activa en la toma de decisiones.

2.1.2.1. Gobernabilidad

Ecuador, en 1992, creó el Ministerio del Ambiente y en 1995, se puso en vigencia la Ley de Gestión Ambiental y las Normas de Gestión Ambiental que constan en los Textos Unificados de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, TULSMA, en las que, en el Anexo 1 del Libro VI, se especifica lo referente a la calidad del efluente de plantas de tratamiento de aguas residuales y su vertido a cuerpos receptores de agua dulce, capítulo que está acorde a los tratados y protocolos internacionales que se han venido implementando a través de las diversas conferencias mundiales de las que Ecuador es suscriptor; sin embargo, existen legislaciones más estrictas para vertidos en cuerpos de agua dulce, como por ejemplo la Ley General Europea, aplicada en todo el hemisferio occidental.

Existe un marco legal nacional para el sector que está establecido en la constitución del país. No existen otras leyes que organicen y estructuren el sector ni las funciones de las diferentes partes interesadas. Actualmente, el sector está bajo la tutela de la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA). Las municipalidades son las responsables de definir sus propias regulaciones.

2.1.2.2. Financiamiento

El Fondo de Inversión Social de Emergencia (FISA) fue creado en el año 1993 pero no fue sino hasta el 2003 que, bajo Decreto Ejecutivo, se encargó de la ejecución de programas y actividades técnicas y financieras sustentables para el mejoramiento de las condiciones y calidad de vida de la población del país. Para el año 2011 el gobierno planificó una inversión anual del 0.5% del Producto Interno Bruto (PIB) durante los próximos 8 años, con el fin de alcanzar la cobertura universal de agua y de saneamiento en el 2018, y al menos un 50% del tratamiento de aguas residuales urbanas (Navia, et al., 2011). Actualmente, los marcos legales para calcular tarifas y establecer demandas y subsidios cruzados están siendo desarrollados. Entre tanto, las entidades de servicios públicos en las principales ciudades manejan diferentes esquemas de tarifas orientadas a recuperar costos.

2.1.2.3. Entorno Favorable

A pesar de la creación de la SENAGUA, no existe una definición clara de los roles y responsabilidades de los diferentes actores nacionales y sub-nacionales. La gestión social para el sector sigue siendo retórica y la participación ciudadana es débil en la planificación y la administración de los sistemas, estos asuntos están aún siendo discutidos. La Constitución hace un reconocimiento explícito del derecho al agua y al saneamiento en los artículos 23 y 42.



2.2. PLANTAS RURALES DEL CANTÓN CUENCA

Dentro de las políticas de la Empresa Pública Municipal de Telecomunicaciones, Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Cuenca (ETAPA EP), está la prestación del servicio de saneamiento, que se define como la depuración y disposición final de las aguas residuales de diferente procedencia.

El cantón Cuenca cuenta con el Sistema Central de Alcantarillado Combinado, formado por colectores en las dos márgenes de los principales ríos, interceptores y un emisario final que conduce el agua residual al complejo de Lagunas de Estabilización de Ucubamba, en donde se lleva a cabo el tratamiento.

Con base en muchos factores entre los cuales se pueden citar: los planes de mejoramiento de los sistemas hidrográficos impulsados por el cabildo, la expansión urbana hacia las periferias debido a razones socioeconómicas y la disponibilidad y oferta de suelo, la ampliación de la red vial y el acceso a agua potable y, especialmente, porque los sistemas individuales de disposición de excretas han colapsado, el número de sistemas de Alcantarillado Sanitario “Descentralizados” y sus correspondientes plantas de depuración, han ido en aumento.

Según información de ETAPA EP (Ordóñez, 2009), el Sistema Central trata el 99,4% del caudal total de agua residual, beneficiando aproximadamente al 98% de la población urbana. Por su parte los Sistemas Descentralizados tratan el 0,6% del caudal y sirven solamente al 2% de la población rural, que en general es de bajos recursos.

Cuenca cuenta con una cobertura de alcantarillado a nivel rural del 60%, disponiéndose en total de 32 sistemas de tratamiento de aguas residuales localizados en diferentes sectores. Estas pequeñas plantas de tratamiento (o pretratamiento) han sido construidas en los últimos 30 años y en la mayoría de los casos consisten en fosas sépticas y filtros anaerobios.

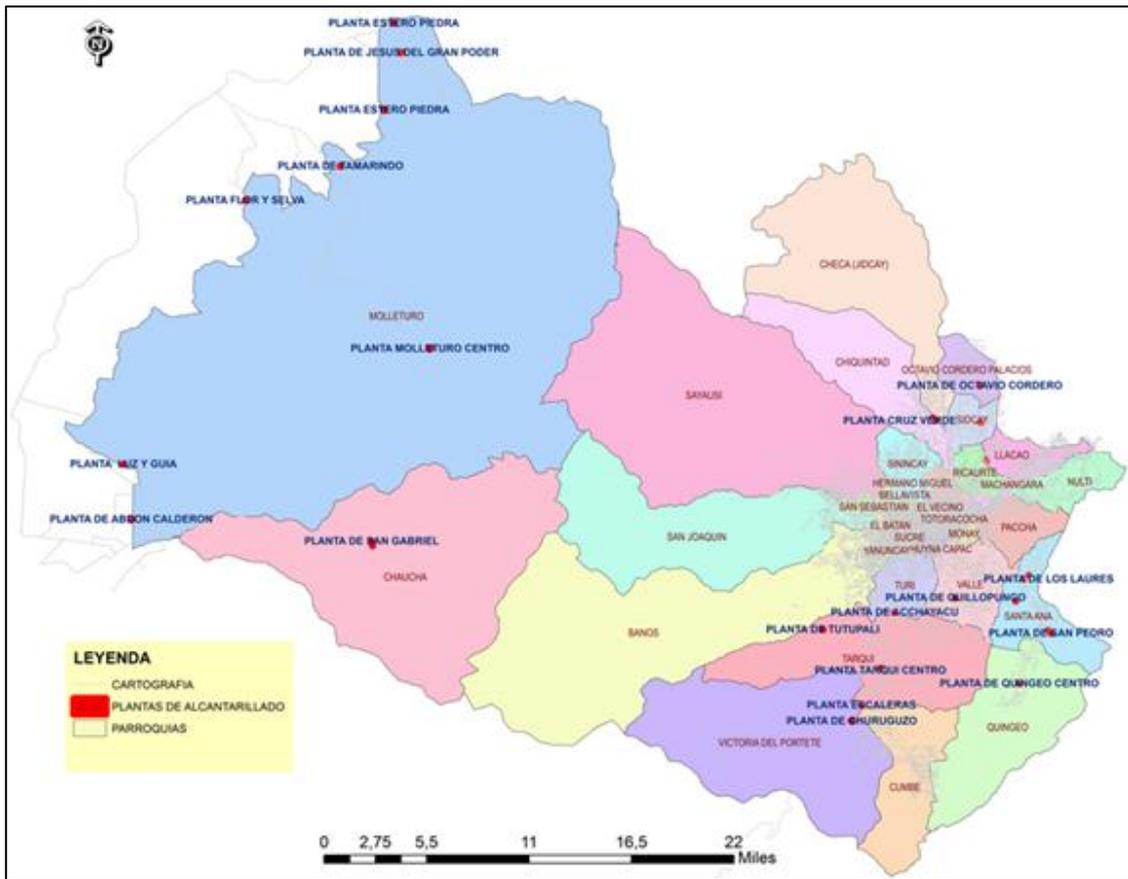
En la Tabla 2.3 que se muestra a continuación se resumen características muy puntuales de cada una de las plantas de tratamiento con las que cuenta el sector rural del cantón. En el Gráfico 2.2 se puede observar la ubicación de cada una de las respectivas plantas.



#	NOMBRE DE LA PLANTA	UBICACIÓN	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN APROXIMADA (m ²)	TIPO DE SISTEMA	ÁREA SERVIDA (ha)	LONGITUD DE COLECTOR (km)
1	Laureles	Victoria del Portete	159,90	F.S. + F.A.	24,4	2,466
2	Cementerio	Santa Ana	137,80	F.S. + F.A.	32,9	2,752
3	Churuguzo	Victoria del Portete	4181,60	F.S. + H.A.	226,5	4,329
4	Estación Cumbe	Victoria del Portete	186,10	F.S. + F.A.	40,3	1,350
5	Escaleras	Victoria del Portete	734,45	F.S. + F.A.	49,3	2,199
6	Tarqui Centro	Victoria del Portete	6233,45	F.S. + H.A.	601,5	15,470
7	Tutupali	Tarqui	421,70	F.S. + F.A.	41,5	2,000
8	Achayacu	Tarqui	303,15	F.S. + F.A.	129,4	2,531
9	Quillopongo	El Valle	2257,80	A.+ B. + D.	2257,8	6,685
10	San Pedro	Santa Ana	1302,55	F.S. + F.A.	71,0	5,371
11	Santa Bárbara	Santa Ana	914,10	F.S. + F.A.M.	8,6	0,423
12	Quingeo Centro	Quingeo	1076,35	F.S. + F.A.	103,6	4,006
13	Macas de Quingeo	Quingeo	247,45	F.S. + F.A.	11,1	0,539
14	El Chorro	Santa Ana	872,75	F.S. + F.A.	47,9	0,988
15	Guabo	Sidcay	222,25	F.S. + F.A.	25,4	1,818
16	Flor del Camino	Ricaurte	380,20	F.S. + F.A.	13,3	1,109
17	Cruz Verde	Chiquintad	538,65	F.S.	75,2	2,402
18	La Isla	Chiquintad	34,15	F.S.	54,3	3,677
19	Octavio Cordero	Octavio Cordero	14,96	F.S.	38,4	0,853
20	Luz y Guia (Shagal)	Luz y G. Cordero	278,20	F.S.	24,8	2,824
21	Abdón Calderón	Molleturo	10818,00	F.S. + H.A.	72,2	3,988
22	Flor y Selva	Molleturo	2579,97	F.S. + H.A.	55,8	1,905
23	Tamarindo	Molleturo	2339,35	F.S. + H.A.	(*)	(*)
24	Jesús del Gran Poder	Molleturo	2439,80	F.S. + H.A.	417,5	6,920
25	Estero Piedra	Molleturo	4040,75	F.S. + H.A.	(*)	0,692
26	Lasuya	Molleturo	589,00	F.S. + F.A.	43,5	1,820
27	Pueblo Viejo	Molleturo	5049,65	F.S. + F.A. + C.I.	103,8	3,303
28	Soldados	Soldados	(*)	F.S. + H.A.	10,4	(*)
29	San Antonio	Chaucha	(*)	F.S. + F.A.	12,8	(*)
30	San Gabriel	Chaucha	(*)	F.S. + F.A.M.	8,6	(*)
31	San Gabriel	Chaucha	(*)	F.S. + F.A.M.	(*)	(*)

F.S. Fosa Séptica A. Anaerobios H.A. Humedales Artificiales D. Desinfección
 F.A. Filtro Anaerobio B. Biofiltros F.A.M. Filtro Anaerobio Monoblock C.I. Campo de Infiltración
 (*) Información no disponible

Tabla 2.3 Información de las PTARs del cantón Cuenca (sector rural)



Fuente: ETAPA EP (<https://www.etapa.net.ec>)

Gráfico 2.2 Ubicación de las PTARs del cantón Cuenca

2.2.1. Unidades y procesos de depuración

Desde los primeros diseños implantados en el sector rural del cantón Cuenca, como se puede observar en la Tabla 2.3, se ha optado por estandarizar el tipo de tratamiento de aguas residuales domésticas. Conociendo los procesos de tratamiento y su desempeño, ETAPA EP ha optado por sistemas de una o varias unidades de tratamiento en serie o paralelo. Así, se detalla a continuación la tecnología presente en los diferentes sistemas.

- Fosa séptica de dos cámaras en serie construidas de hormigón armado, seguida de una unidad de filtro anaerobio de flujo ascendente construido con ferrocemento. (PTAR de Macas de Quingeo, Quingeo).
- Fosa séptica de dos cámaras seguida por un filtro anaerobio de flujo ascendente. Los procesos se emplazan dentro de un conjunto compacto construido con hormigón armado y cubierta plana del mismo material. (PTAR de Santa Bárbara, Santa Ana).
- Una sola unidad de fosa séptica de una o varias cámaras. (PTAR de La Isla, Chikintad).
- Tratamiento primario (sedimentación) seguido de dos unidades en paralelo de biofiltros o humedales artificiales de flujo horizontal con medio de contacto de grava. (PTAR Churuguzo, Victoria del Portete).



Los diseños asumidos para las pequeñas plantas de tratamiento han tomado ampliamente como referencia literatura extranjera, especialmente brasileña. Los sistemas se han ido repitiendo de manera estandarizada, en lugar de aprovechar los construidos con anterioridad para recopilar información precisa sobre su eficiencia, de acuerdo a las condiciones climáticas y características específicas de las comunidades.

2.2.2. Deficiencias de los Sistemas de Tratamiento

“Depurar el agua residual a un grado aceptable es en un principio más complejo que tratar una fuente de agua con fines de abastecimiento” (Ordóñez, 2009).

Existen problemas que son comunes para todas las pequeñas plantas de tratamiento presentes en el sector rural, que contribuyen a que la eficiencia de dichos sistemas no sea la esperada. Los problemas que se citan a continuación están basados en el informe “Evaluación de las Plantas Rurales del Cantón Cuenca” elaborado por el Ingeniero Galo Ordóñez Espinosa en el año 2009:

- Por más simplificado que sea el sistema de tratamiento y a pesar de que se cuente con tecnología apropiada, siempre se requerirá de control, vigilancia y mantenimiento. Si de parte de la comunidad beneficiaria no existe ninguna colaboración ni pago por el servicio, a ETAPA EP se le dificulta la tarea. Los usuarios se ven afectados por el conjunto alcantarillado-depuración sólo cuando existe obstrucción en la red, en tanto que al saneamiento no se le da mayor importancia.
- El creciente número de plantas de depuración es la causa para que no se les dé el seguimiento adecuado, poniendo en riesgo tanto la salud de los habitantes del sector como la calidad de los cuerpos receptores y del medio ambiente. Todo esto acompañado de la falta de educación higiénica y sanitaria por parte de los usuarios.
- La producción y posterior acumulación de lodos como residuo de la planta de tratamiento, puede causar malestar a la comunidad aledaña debido a la generación de olores de tipo séptico, daños a las estructuras de concreto y condiciones nocivas para los cuerpos receptores. Los lodos deben ser evacuados, estabilizados y recibir un destino final. Condiciones complementarias como área, acceso vehicular y descarga de lodos tienen que ser evaluadas durante la fase de diseño para que el sistema no corra el riesgo de colapsar a corto plazo.

2.2.3. Estado de los Sistemas de Alcantarillado

En el año 2004 mediante contrato de Consultoría se realizó por última vez la evaluación de los sistemas de alcantarillado de algunas de las pequeñas PTARs ubicadas en el sector rural del cantón Cuenca. Los autores de la presente tesis consideramos oportuno citar las conclusiones generales y comunes respecto a las deficiencias, derivadas de la evaluación de dichos sistemas que el Ing. Alfonso Neira Alvarado publica en su informe.



Cabe anotar que por el tiempo transcurrido desde aquella evaluación, la información debe ser manejada con objetividad, teniendo en cuenta que algunos problemas pudieron ya haber sido resueltos.

- Existe ingreso de aguas lluvias a los sistemas de alcantarillado, a pesar de haber sido diseñados tan sólo como sistemas del tipo sanitario.
- Existe distintos tipos de pozos de revisión, desde aquellos con alta calidad que cumplen con todas las especificaciones técnicas en cuanto a dimensiones, materiales de construcción y los diversos componentes como escaleras de ingreso, brocales, cercos metálicos y tapas reforzadoras, hasta los más precarios denominados “till” construidos con tubos de menores dimensiones que no permiten una fácil revisión.
- Una buena cantidad de los pozos de revisión evaluados presentan sedimentos en su interior y en algunos casos inclusive están colmatados. Aquello puede deberse a las características inadecuadas de los brocales y sus tapas que permiten el ingreso de sedimentos, especialmente en las vías no pavimentadas y, a la falta de mantenimiento en los casos en los que existe una acumulación de los sólidos propios de las aguas residuales o el ingreso de los sólidos presentes en las aguas de lluvia.
- Gran cantidad de los pozos de revisión se encuentran por debajo del nivel de la calzada (enterrados), dificultando su localización y por ende la limpieza del sistema.
- Solo unos cuantos pozos de revisión presentan escaleras de acceso.
- Existen tramos de tubería donde se evidencia su falta de uso dado que se encuentran secos.
- Debido a la falta de coordinación interinstitucional, las labores de mantenimiento vial están perjudicando a los sistemas de alcantarillado de dos maneras: retirando las tapas de los pozos con las cuchillas de las motoniveladoras e introduciendo el material utilizado para el mejoramiento vial en los pozos sin tapas o con brocales y tapas que en ese momento presentan malas condiciones.

2.3. SISTEMAS DE TRATAMIENTO IN SITU PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES

2.3.1. Generalidades de los sistemas de tratamiento en zonas rurales

Un adecuado plan de manejo de calidad de las aguas residuales necesariamente involucra al sector rural, refiriéndose concretamente a pequeñas comunidades con menos de 2.000 habitantes. Por lo tanto, este plan conmina a dichas comunidades a dotarse de sistemas depuradores con tratamientos adecuados. Los procesos que se consideran elementales para llevar a cabo el tratamiento incluyen la eliminación de nutrientes, especialmente fósforo y nitrógeno; contaminación orgánica (DBO y DQO); agentes patógenos y sólidos suspendidos totales, posibilitando una posterior reutilización del efluente.



Por lo general, una comunidad con una baja densidad poblacional requiere un tratamiento independiente, refiriéndose concretamente al uso de tanques sépticos que sirven a una vivienda, aunque puede también requerir una planta de tratamiento considerando condiciones particulares como (CEPIS, 2008):

- Historia hidrológica del caudal
- Tipo de flujo
- Calidad del agua residual
- Eficiencia requerida
- Demanda de espacios
- Que el proceso no produzca olores desagradables en comparación con distintos métodos de tratamiento

Típicamente una planta de tratamiento de aguas residuales en zonas rurales tiene como primera etapa la separación física de sólidos grandes, que puede ser basura receptada de la corriente de aguas domésticas mediante el empleo de sistemas de rejillas; posteriormente se lleva a cabo el proceso de desarenado en donde se separa los sólidos pequeños de alta densidad seguido de una sedimentación primaria en donde se separa los sólidos suspendidos que se encuentran presentes en el agua residual. Como etapa final el efluente puede ser llevado a una planta de tratamiento municipal o descargado y/o reintroducido de vuelta a un cuerpo de agua natural.

Los métodos de tratamiento de aguas residuales han sido desarrollados continuamente con el paso del tiempo, ante la imperiosa necesidad de velar por la salud pública y evitar la generación de condiciones adversas y perjudiciales, tanto a la salud como humana como al ecosistema, producidas por la descarga de agua residual al medio ambiente (Lahera Ramón, 2010).

Sin embargo, para brindar una solución adecuada ante el problema de disponer excretas en zonas rurales y para pequeñas comunidades se deben analizar varios aspectos, tanto generales como globales, debido a la complejidad presente de factores económicos, sociales legislativos e incluso políticos, entre los cuales se tiene (CEPIS, 2008):

- Bajo nivel socioeconómico de los beneficiarios
- Viviendas aisladas o pequeños núcleos urbanos, los cuales no permiten economías de escala de las soluciones propuestas
- Limitado acceso a nuevas tecnologías
- Limitado o nulo acceso a recursos financieros
- Los sistemas son operados a través de organizaciones conformadas por miembros de la comunidad, lo que resulta en bajo nivel técnico de los operadores
- Carencia de supervisión, control y apoyo técnico de instituciones públicas o empresas de agua y saneamiento de mayor tamaño.

La efectividad de un proceso, según informes correspondientes a la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA por sus siglas en inglés), dependerá del establecimiento de un programa de control que asegure y regule



una inspección del sistema así como también el mantenimiento adecuado que debe darse al mismo para garantizar un buen funcionamiento durante la vida útil de las instalaciones del sistema de tratamiento.

2.3.2. Sistemas de tratamiento centralizados y descentralizados

En los casos que no sea factible la utilización de sistemas de tratamiento en el sitio de origen, debido a la magnitud del volumen de las aguas residuales a tratar, se deben utilizar sistemas adecuados con una mayor capacidad considerando factores como (Romero Rojas, 2001):

- Población a servir
- Cantidad y calidad del agua residual
- Temperatura
- Uso de la tierra
- Zonificación
- Prácticas agrícolas
- Requerimientos de calidad para descargas superficiales y sub superficiales
- Información de los cuerpos de agua de la zona.
- Vulnerabilidad sísmica
- Riesgo de inundación

Los sistemas de tratamiento descentralizados representan una alternativa a los sistemas convencionales de alcantarillado usados en comunidades pequeñas, núcleos urbanos y zonas rurales, para lo cual se emplea programas de control y manejo de aguas residuales.

Un programa de control de aguas residuales posee tres componentes básicos: la recolección, el tratamiento y la disposición del efluente; en donde la recolección es el aspecto que representa menos importancia para ejecutar correctamente el tratamiento y la disposición. Sin embargo, la recolección cuesta más de 60 por ciento del presupuesto total para la gestión de aguas residuales en un sistema centralizado o convencional, particularmente en comunidades pequeñas con densidades de población bajas. Los sistemas descentralizados en cambio ubican al componente de recolección en lo mínimo posible, haciendo énfasis en lo que respecta al tratamiento y disposición de aguas residuales (Fundación AGUATUYA, 2012).

Uno de los principales problemas de los grandes sistemas centralizados de recolección y tratamiento de aguas servidas es que a medida que el sistema crece en número de usuarios, los tubos de la red de recolección se hacen más grandes y consecuentemente más costosos. Los costos de las redes de alcantarillado crecen de manera exponencial a medida que se incrementan los diámetros. Por otro lado, a medida que la longitud de los emisores de alcantarillado se incrementa, estos deben ser enterrados a mayores profundidades para mantener la pendiente necesaria para que el sistema funcione por gravedad. Esto genera costos adicionales tanto en inversión como en operación de los sistemas. Cuando los tubos se entierran a mayor



profundidad se incrementan los costos de excavación y de instalación. Cuando el emisario principal llega a la planta de tratamiento varios metros por debajo del terreno natural, el agua debe ser bombeada hacia la planta. Esto genera altos costos de energía.

Alternativamente, los sistemas descentralizados requieren de redes de recolección más cortas. Al reducir la longitud total de las redes de recolección no se requiere grandes diámetros y se simplifica la construcción de los sistemas. Desde el punto de vista ecológico es muy deseable evitar el transporte del agua a grandes distancias (tanto para su captación como para su tratamiento). Es decir, mientras más descentralizado (y por tanto más localizado) sea el tratamiento y devolución del agua a la naturaleza, menor será el impacto ambiental.

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales centralizados construidos en zonas rurales o peri urbanas dentro de países de bajos ingresos podrían terminar en la generación de deudas para la población. Los sistemas descentralizados están diseñados para operar a pequeña escala, este tipo de sistemas no solo reduce los efectos producidos en el ambiente o impacto ambiental y en la salud pública, sino que también incrementa la máxima reutilización de aguas residuales según el tipo de comunidad, opciones, técnicas y configuración local. Existen casos en donde, cuando un sistema descentralizado es usado eficazmente impulsa o promueve el retorno de las aguas residuales tratadas a la cuenca de origen.

En la actualidad, se pueden diseñar sistemas descentralizados para un sitio específico, superando así los problemas relacionados con las condiciones del sitio como presencia de aguas subterráneas, suelos impermeables, cimientos poco profundos y formaciones de piedra caliza (Massoud, et al., 2009).

Por otra parte, los tratamientos descentralizados permiten una mayor flexibilidad en cuanto al control y manejo de aguas residuales y una serie de procesos pueden ser combinados para cumplir con las metas de tratamiento y requisitos en cuanto a la salud pública, protección y medio ambiente.

Los objetivos del control de aguas residuales en relación a las características de un tratamiento descentralizado se muestran en la Figura 2.2.

A pesar del hecho de que los sistemas descentralizados podrían ser más convenientes, existen ciertos problemas que muchas veces obligan a considerar la construcción de un sistema de este tipo, por ejemplo se puede citar el caso de los tanques sépticos, los cuales si no reciben el mantenimiento adecuado y se los administra correctamente puede provocar el desbordamiento de las aguas residuales en lugares circundantes a las instalaciones de tratamiento ocasionando de esta manera impactos perjudiciales para la salud pública. En general, los sistemas descentralizados de pequeña escala tienden a recibir menos atención de los entes gubernamentales por lo que el involucramiento de la comunidad beneficiada en la operación y mantenimiento es crucial para su funcionamiento.

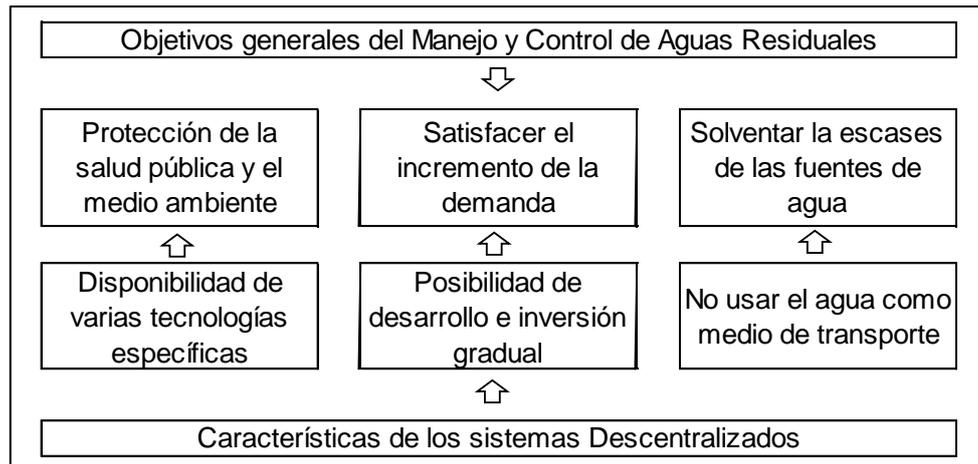


Figura 2.2 Objetivos generales del manejo de aguas residuales en relación con las características de los sistemas descentralizados

2.4. TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO SUSTENTABLES EN ZONA ANDINA.

En la actualidad la sostenibilidad se ha convertido en un tema central de la gestión de aguas residuales, no obstante las soluciones brindadas para una gestión sostenible resultan muy costosas para países en vías de desarrollo por lo cual es evidente la selección del sistema de tratamiento que mejor se adapte en todos los aspectos a las características de una comunidad en particular. Los factores de vital importancia que se consideran para lograr la sostenibilidad de una infraestructura de manejo y control de agua; y saneamiento en zonas rurales son (CEPIS, 2008):

- Tamaño de la comunidad
- Demanda del sistema por la comunidad
- Solución adecuada al problema
- Baja complejidad del sistema
- Capacidad de los beneficiarios para la administración, operación y mantenimiento de la solución adoptada
- Capacitación a los operadores en el control de la calidad de agua para consumo
- Apoyo externo para la solución de problemas fuera del alcance de la capacidad local.

El término sustentabilidad involucra un pensamiento distinto al convencional, una de estas ideas radica en la concepción de utilizar de manera óptima los recursos favoreciendo el desarrollo de los sistemas descentralizados.

Las soluciones brindadas de manera general para los tratamientos de aguas residuales, en donde se incluyen sistemas combinados de alcantarillado no conducen generalmente a una solución satisfactoria debido a que existe una mezcla de distintas fuentes de agua residual, lo cual dificulta de manera considerable la recuperación de los diferentes recursos como el agua, la energía y los nutrientes (UNAM).



No obstante, para lograr un enfoque descentralizado en vías de la sustentabilidad se requiere una visión que abarque los diferentes sistemas bajo diferentes circunstancias. Debido a que los sistemas alternativos presentan tanto ventajas como desventajas, en comparación con los sistemas convencionales éstas deben ser consideradas de manera cuidadosa, necesitando así una evaluación que contemple varios criterios para la selección de sistemas de tratamiento de aguas residuales, por lo cual resulta inminente la selección de un sistema no desde el punto de vista técnico, si no desde un punto de vista holístico, considerando el comportamiento del sistema de un modo distinto a la suma de sus partes.

Por todo lo expuesto se hace imprescindible una planificación adecuada en términos de “demanda” para lograr sistemas de saneamiento mejorado sostenibles. En la práctica no existen soluciones absolutas, considerar una agenda única para todos los países sería infructuoso. Si bien de acuerdo a experiencias y lecciones se pueden replicar los sistemas a mayores escalas, las soluciones basadas en la demanda implican la implementación de sistemas de tratamiento en función de las condiciones específicas de cada región, ya sean estas, físicas, económicas, sociales, políticas, etc. Al mismo tiempo se deben proyectar sistemas a largo plazo con miras a reposición y ampliación de la infraestructura, todo en términos de sostenibilidad (incluso ambiental) y satisfacción del usuario con el servicio.

2.5. TRATAMIENTOS ANAEROBIOS Y HUMEDALES ARTIFICIALES

La determinación y caracterización de los contaminantes presentes en el agua residual es una de las condiciones primordiales para seleccionar de manera adecuada la tecnología de tratamiento que garantice una calidad del afluente tal que permita su vertimiento o uso posterior minimizando el riesgo a la salud pública y al medio ambiente. (Torres, 2012)

Una adecuada selección y combinación de las tecnologías de tratamiento permitirá dar cumplimiento a los requisitos necesarios, para lo cual existe una clasificación de acuerdo al nivel de tratamiento (Tabla 2.4), en donde se describe el tipo de contaminante removido, las eficiencias de reducción alcanzadas y el tipo de mecanismo predominante (Torres, 2012).

Los procesos de tratamiento pueden ser físicos, químicos o biológicos:

- Físicos: se aplica principios de separación como: tamizado, mezcla, floculación, sedimentación, flotación, filtración; etc.
- Químicos: aplicación de productos químicos para formar partículas de mayor densidad que luego puedan ser separadas por métodos físicos o debido a reacciones químicas como la precipitación, adsorción y desinfección.
- Biológicos: los microorganismos presentes consumen la materia orgánica y generan nuevo material celular o gas, para esto se tiene como objetivo principal estabilizar la materia orgánica y coagular y remover los sólidos coloidales que no se sedimentan de manera natural.



NIVEL DE TRATAMIENTO	ITEM		
	Mecanismos predominantes	Contaminantes removidos	Eficiencias de remoción
Preliminar	Físico	Sólidos gruesos Grasas Acondicionamiento químico (pH)	SS: <10% DBO: <10% Coliformes: ~0% Nutrientes: ~0%
Primario	Físico	Sólidos suspendidos sedimentables Materia orgánica suspendida (parcialmente)	SS: 40-50% DBO: 25-35% Coliformes: 60-90% Nutrientes: 20% N; 50-95% P
Primario avanzado	Físico y químico	Sólidos suspendidos sedimentables y no sedimentables Materia orgánica suspendida (parcialmente) Fósforo	SS: 70-85% DBO: 45-55% Coliformes: 60-90% Nutrientes: 20% N; 50-95% P
Secundario	Biológico o químico	Sólidos no sedimentables Materia orgánica suspendida fina/soluble (parcialmente) Nutrientes (parcialmente) Patógenos (parcialmente)	SS: 60-99% DBO: 60-99% Coliformes: 60-99% Nutrientes: 10-50%
Terciario	Biológico o químico	Contaminantes específicos Materia orgánica fina y soluble (pulimento) Nutrientes Patógenos (principalmente)	SS: >99% DBO: >99% Coliformes: >99,9% Nutrientes: >90%

SS=Sólidos Sedimentables

DBO=Demanda Bioquímica de Oxígeno

Fuente: Adaptado de Von Sperling, 1996 y Metcalf y Eddy, 2003.

Tabla 2.4 Características de los principales niveles de tratamiento

Los procesos biológicos son métodos de tratamiento más competitivos que los físicos - químicos debido a que además de una modificación en el estado de la materia orgánica ocurren también una reducción real de la misma o su estabilización. Este tipo de procesos pueden ser aerobios, anaerobios o facultativos, en función de las exigencias del oxígeno molecular.

La tecnología anaerobia resulta una opción más sostenible para el tratamiento y aprovechamiento de las aguas residuales en función de factores como (Van Haandel, et al., 2007):

- Menor consumo de energía, simplicidad y bajos costos.
- Generación de menores cantidades de lodo
- Factores de emisión de gases efecto invernadero
- Posible recuperación energética por la generación de biogás.



2.5.1. Tratamientos Anaerobios

Los sistemas anaerobios han ganado una gran acogida debido a su amplia aplicabilidad, especialmente en los países tropicales. Se sabe de antemano que todos los compuestos orgánicos pueden ser degradados mediante procesos anaerobios, por tanto, cuando el agua residual cruda es fácilmente biodegradable los sistemas son más eficientes y económicos.

El término anaerobio implica la ausencia total de oxígeno, sea libre o en cualquiera de los compuestos oxidados. La digestión anaerobia puede ser utilizada para tratar residuos sólidos (incluso agrícolas y excremento de animales), residuos urbanos y, lodos provenientes de plantas de tratamiento. Además de su gran utilidad en el tratamiento de residuos industriales.

La aplicabilidad de los sistemas anaerobios en el tratamiento de agua residual doméstica está influenciada en gran medida por la temperatura del agua residual, debido a que a temperaturas menores a 20°C existe una baja actividad de los microorganismos anaerobios. Además, generalmente el agua residual doméstica es más diluida en comparación con los efluentes industriales y por ello la tasa de producción volumétrica de metano es baja. En el intervalo de 12 a 20°C existe una gran cantidad de experiencias que demuestran que un proceso anaerobio es viable, no obstante, es necesario determinar condiciones óptimas de diseño y mayor control en el proceso (Kujawa-Roeleveld, et al., 2006).

2.5.1.1. Ventajas y desventajas

Partiendo del hecho de que los sistemas anaerobios funcionan adecuadamente bajo tiempos de retención de sólidos altos y tiempos de retención hidráulicos bajos, las características favorables son varias (Tabla 2.5).

SISTEMAS ANAEROBIOS	
Ventajas	Desventajas
Baja producción de sólidos, aproximadamente 3 a 5 veces menor que en un proceso aerobio	Los microorganismos anaerobios son susceptibles de inhibición por un gran número de compuestos
Bajo consumo de energía lo que ocasiona un bajo costo operacional	Los procesos de arranque pueden ser lentos en ausencia de biomasa adaptada
Baja demanda de espacio	Algunas formas de post-tratamiento son usualmente requeridas
Bajos costos de construcción	Posible generación de efluentes con aspectos desagradables
Producción de gas Metano, gas altamente calorífico	La bioquímica y la microbiología de la digestión anaerobia son complejas, y todavía requiere mucha investigación
Preservación de la biomasa sin necesidad de alimentar el reactor por varios meses	Remoción no satisfactoria de nitrógeno, fósforo y patógenos
Tolerancia a altas cargas orgánicas	Posible generación de malos olores, aunque pueden ser controlables
Aplicación a pequeña y gran escala	
Bajo consumo de nutrientes	

Fuente: Introduction to Anaerobic Treatment, 2006.

Tabla 2.5 Ventajas y desventajas de los sistemas de tratamiento anaerobios

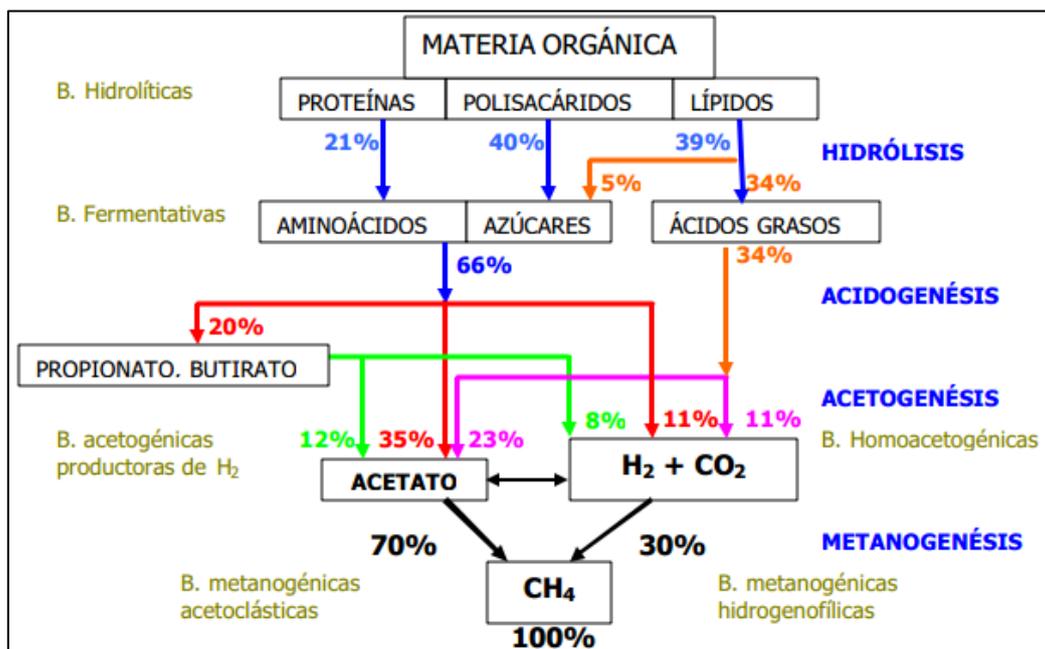
2.5.1.2. Digestión Anaerobia

La digestión anaerobia es un proceso que se produce en ambientes naturales como pantanos, sedimentos de los lagos y mares, zonas anóxicas del suelo, en fuentes de aguas termales sulfurosas y en el tracto digestivo de los rumiantes (Díaz-Báez, et al., 2002). El proceso se caracteriza por la conversión de la materia orgánica en metano y dióxido de carbono.

Para llevar a cabo la degradación anaerobia de la materia orgánica se requiere de la intervención de varios grupos de bacterias facultativas y anaeróbicas, las cuales cumplen funciones muy específicas usando en forma secuencial los productos metabólicos generados por cada grupo de bacterias. Para la cual se requiere de tres grandes grupos de bacterias y cuatro pasos de transformación:

- | | |
|------------------|----------------------------------|
| 1. Hidrólisis | Grupo 1: Bacterias hidrolíticas |
| 2. Acidogénesis | Grupo 1: Bacterias fermentativas |
| 3. Acetogénesis | Grupo 2: Bacterias acetogénicas |
| 4. Metanogénesis | Grupo 3: Bacterias metanogénicas |

El proceso comienza con la hidrólisis de proteínas, glúcidos y lípidos por la acción de las enzimas producidas por las bacterias hidrolíticas. Los productos de esta reacción son moléculas como los azúcares, aminoácidos, ácidos grasos y los alcoholes; que posteriormente son fermentados a ácidos grasos como el ácido acético, fórmico, propiónico y butírico. Los productos de fermentación son convertidos en acetato, hidrógeno y dióxido de carbono por la acción de las bacterias del Grupo 2, las cuales también son conocidas como acetogénicas productoras de hidrógeno. Finalmente las bacterias del Grupo 3 convierten el acetato a metano y dióxido de carbono, o reducen el CO₂ a Metano (Rodríguez, 2004) tal como se muestra a continuación (Figura 2.3):



Fuente: Van Haandel, 1994.

Figura 2.3 Etapas de la Digestión Anaerobia

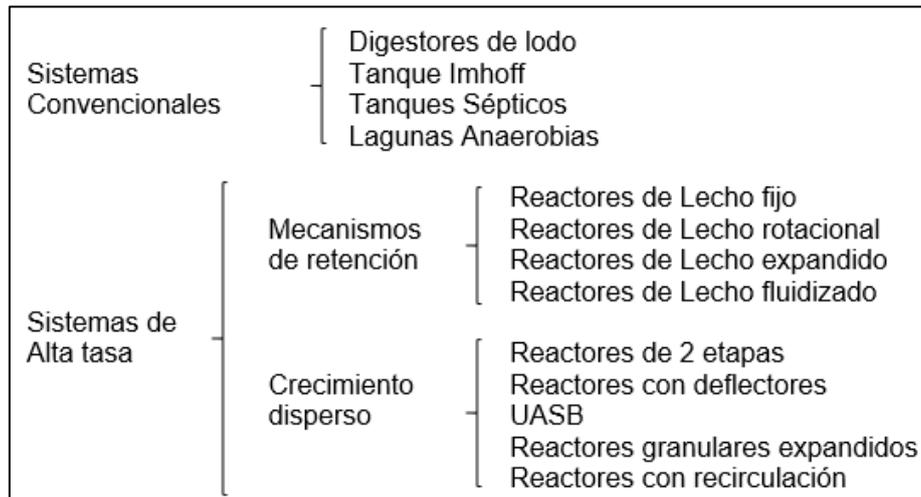


2.5.1.3. Tecnologías de Tratamiento

La clave del tratamiento biológico de aguas residuales radica en la transformación de la materia orgánica biodegradable por parte de los microorganismos, en productos sólidos (lodo biológico), líquidos (agua), gaseosos (dióxido de carbono, metano, etc.) que posteriormente serán removidos de los sistemas de tratamiento.

El éxito en cualquiera de los procesos, tanto aerobio como anaerobio, depende de la capacidad de aprovechamiento de los compuestos orgánicos por parte de los microorganismos presentes en el sistema. Cuando la tasa de crecimiento de la biomasa anaerobia es baja, el proceso se complica, sobre todo debido al hecho de que la recuperación del sistema es lenta cuando las condiciones medioambientales no son favorables (de Lemos Chernicharo, 2007).

Debido al constante desarrollo que ha tenido la tecnología en todos los ámbitos, el uso de sistemas de tratamiento anaerobio de “alta tasa” ha ido en aumento, especialmente ocasionado por su capacidad de retener grandes cantidades de biomasa incluso cuando el tiempo de retención hidráulico es bajo y de mantener altos tiempos de retención de sólidos a pesar de las altas cargas hidráulicas. Existen varias configuraciones o diseños de reactores anaerobios, por conveniencia se pueden clasificar en dos grupos como se muestra a continuación (Figura 2.4):



Fuente: Anaerobic Reactors, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo (2006)

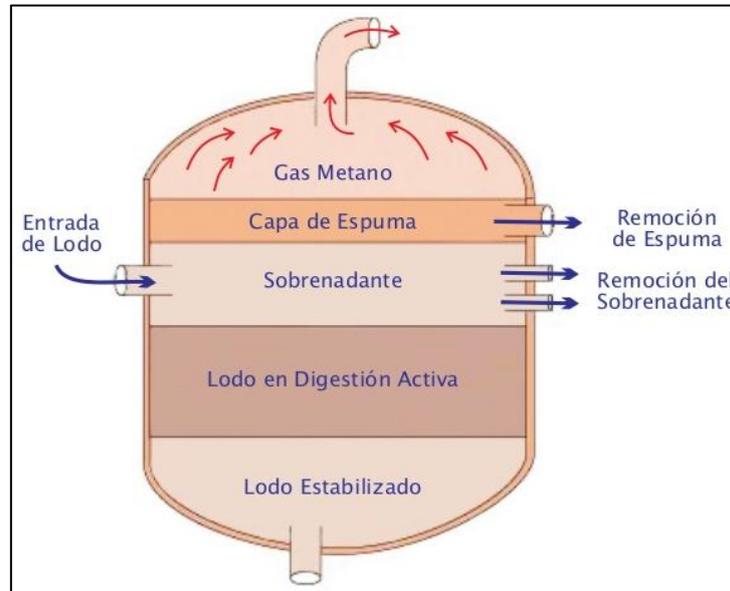
Figura 2.4 Tecnologías de Tratamiento Anaerobio

2.5.1.4. Sistemas convencionales

La línea que diferencia un sistema entre convencional y de alta tasa es muy sutil. La denominación como sistemas convencionales se debe a que operan bajo cargas volumétricas bajas y por la ausencia de mecanismos de retención para inmovilizar los microorganismos y lograr una alta actividad de la biomasa.

2.5.1.4.1. Digestores de Lodo

Usados para la estabilización de lodos procedentes de tratamiento primario o secundario de agua residual y para el tratamiento de efluentes residuales con alta carga de sólidos suspendidos. Son generalmente tanques de forma circular u ovalada con el fondo inclinado para favorecer la sedimentación. En el Gráfico 2.3 se tiene el esquema de un digestor anaerobio tipo.



Fuente: Facultad de Ciencias Biológicas, UANL

Gráfico 2.3 Esquema representativo de un digestor anaerobio de lodo

Debido a su efectividad para tratar altas concentraciones de material particulado, la hidrólisis constituye la fase final de la digestión anaerobia, dicha fase depende de factores como: temperatura, tiempo de retención, composición del sustrato y tamaño de las partículas. La hidrólisis a temperaturas menores a 20°C se desarrolla lentamente.

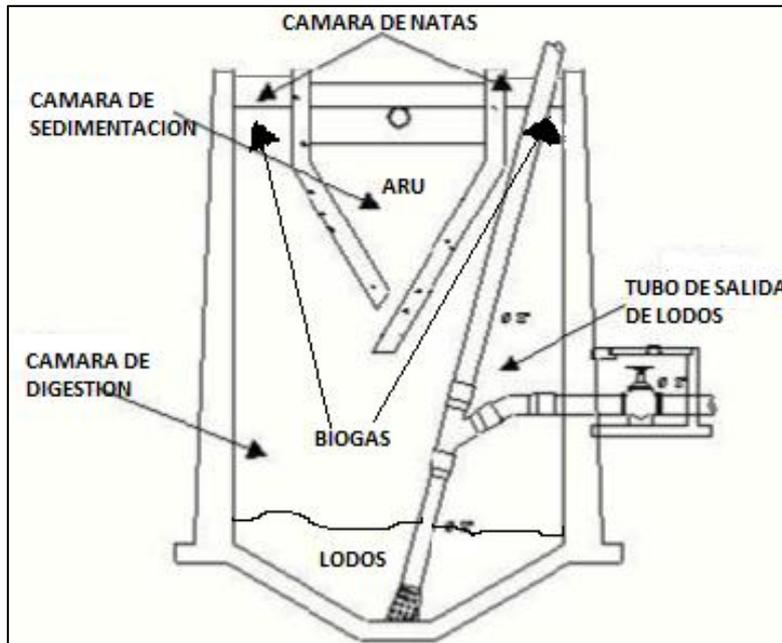
Dada la ineficiencia de retención de biomasa en el sistema, los tiempos de retención hidráulicos deben ser bastante largos para favorecer los procesos de digestión y la permanencia y multiplicación de los microorganismos.

La configuración dependiendo de los dispositivos de mezcla y el número de etapas puede ser: digestor de baja tasa, digestor de alta tasa de una etapa y digestor de alta tasa de dos etapas. Las respectivas configuraciones se detallan en el ANEXO A. 1.

2.5.1.4.2. Tanque Imhoff

Consiste en una unidad de tratamiento anaerobio, por lo general de dos pisos, cuya función principal es remover los sólidos suspendidos. El tanque consta de un compartimiento inferior en donde la digestión de sólidos sedimentados tiene lugar y de una cámara superior de sedimentación; consecuentemente se integran los procesos de sedimentación del agua y la digestión de lodos sedimentados.

En el Gráfico 2.4 se observa el esquema que generalmente presentan los sistemas de tratamiento Imhoff.



Fuente: www.tecdepur.com, fecha de consulta: 02/02/2015.

Gráfico 2.4 Esquema representativo de un Tanque Imhoff

Una estructura de este tipo se caracteriza por el funcionamiento de tres compartimentos (Romero Rojas, 2001):

1. Compartimento inferior de digestión.
2. Cámara superior de sedimentación.
3. Zona de acumulación de espuma y ventilación

Durante el proceso, las aguas residuales circulan por la cámara de sedimentación en donde la remoción de los sólidos sedimentables es alta, estos sólidos resbalan por las paredes del fondo de la cámara superior hacia el compartimento de digestión a través de una ranura o abertura en el fondo de la cámara sedimentadora. El gas generado en la etapa de digestión escapa a través de la zona de ventilación. Refiérase al ANEXO A. 2.

Ventajas que presenta el Tanque Imhoff son:

- Es fácil de operar
- Contribuye a la digestión del lodo, con lo cual el efluente residual presenta mejores características.
- El afluente del tanque únicamente requiere el paso por una criba gruesa y la separación de las arenas sin la necesidad de tener un tratamiento preliminar.
- Tiene bajos costos de construcción y operación
- La operación consiste en retirar de manera continua la nata o espuma generada.

No obstante, este tipo de estructuras presentan ciertas cualidades que pueden ser desfavorables desde ciertos puntos de vista, como se cita a continuación:

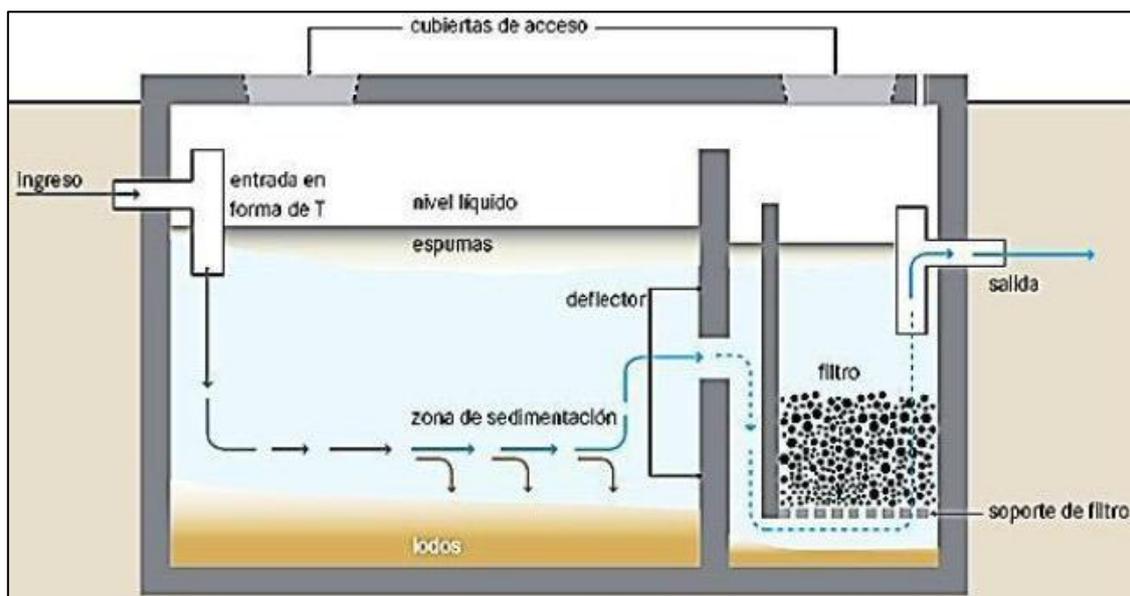
- Tienen una profundidad considerable, aproximadamente 6 metros.
- El efluente que sale del tanque Imhoff es de mala calidad microbiológica y orgánica.
- Puede producir olores desagradables incluso cuando el funcionamiento del sistema es adecuado.

2.5.1.4.3. Tanques Sépticos

Los tanques sépticos son estructuras donde el proceso de sedimentación y digestión ocurren dentro del mismo tanque, sin la necesidad de separarlo en compartimientos por niveles facilitando de esta manera su diseño y construcción. Consiste principalmente en uno o varios tanques dispuestos en serie.

Uno de los principales objetivos de los tanques sépticos es proporcionar dentro de sí mismo una situación de equilibrio o estabilidad que permita la sedimentación por gravedad de las partículas más densas. Los resultados se encuentran en función del tiempo de retención que tengan las aguas residuales dentro del tanque, los dispositivos de entrada y salida (configuración y disposición) y de la frecuencia del mantenimiento para dar paso a la extracción de lodos.

Por lo general, este tipo de estructuras están localizadas bajo el nivel del suelo con la finalidad de retener las aguas residuales domésticas por un periodo corto de tiempo, y cubiertas por una losa de concreto con “puertas” para tareas de mantenimiento e inspección. El esquema representativo de los tanques sépticos se muestra en Gráfico 2.5.



Fuente: www.alianzaporelagua.org, fecha de consulta: 02/02/2015.

Gráfico 2.5 Esquema representativo de un Tanque Séptico

Debido a que los tanques sépticos poseen una alta concentración de material orgánico así como organismos patógenos es necesario considerar ciertos aspectos fundamentales:

- Con el fin de proteger las fuentes de agua, el tanque se debe localizar a una distancia mayor a 15 metros de una fuente de abastecimiento.
- No debe estar expuesto a inundación y debe contar con el espacio suficiente para permitir la construcción del sistema de disposición o posterior tratamiento del efluente.
- Debe contar con el acceso apropiado (compuertas de entrada y salida, pozos de revisión) que facilite su limpieza y mantenimiento.
- El tanque debe ser hermético, de material no corrosivo.

Un tanque séptico puede tener porcentajes de remoción aproximados de:

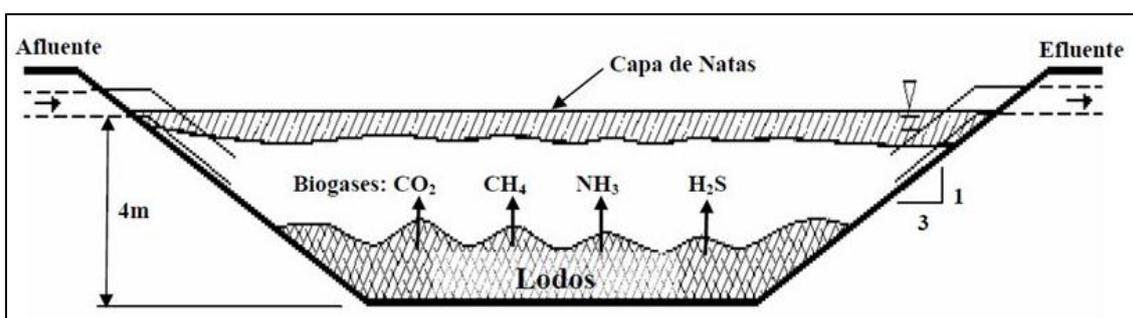
- DBO: 30 a 50%
- Grasas y Aceites: 70 a 80%
- Fósforo: aproximadamente 15%
- Sólidos suspendidos: 50 a 70%

La configuración geométrica normalmente usada de este tipo de estructuras se encuentra expuesta en la sección de anexos como ANEXO A. 3.

2.5.1.4.4. Lagunas Anaerobias

La configuración de las lagunas anaerobias se puede observar en el ANEXO A. 4 mientras que un esquema representativo de la misma se muestra en el Gráfico 2.6.

Presentan gran eficiencia para el tratamiento de altas cargas orgánicas, pueden ser combinadas con lagunas facultativas y son utilizadas preferentemente en regiones de clima cálido.



Fuente: Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales, Manuel de Oklay

Gráfico 2.6 Esquema representativo de una Laguna Anaerobia

Dadas sus dimensiones el tiempo de retención hidráulico es largo, y se podrían clasificar como reactores de baja carga orgánica volumétrica. Usan los mismos mecanismos de remoción que los tanques sépticos, sin embargo por el hecho de diferir en dimensionamiento, las lagunas anaerobias presentan algunas características propias: los lodos que se depositan en el fondo no requieren

constante remoción; al ser reactores abiertos y de grandes dimensiones pueden generar malos olores y la proliferación de insectos.

Los tiempos de retención hidráulicos podrían ser de 1 a 3 días, siempre y cuando se pueda mantener un tiempo de retención de la biomasa mayor a 3 días. Aquello se puede lograr distribuyendo uniformemente el afluente en el fondo de la laguna, de modo que la biomasa desarrolle mecanismos de colonización y las actividades características se vean favorecidas. Además de incrementarse la retención de sólidos.

2.5.1.5. Sistemas de Alta Tasa

Los sistemas de alta tasa aparecen en función de la necesidad de contar con mecanismos de retención de biomasa, en vista de que los reactores anaerobios operan con tiempos de retención hidráulicos cortos y largos tiempos de retención de sólidos. Los sistemas se clasifican de acuerdo al crecimiento de la biomasa y se presentan en la Figura 2.5:

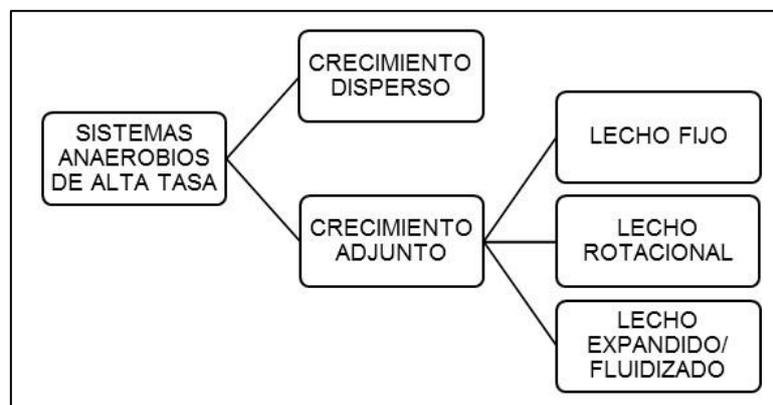


Figura 2.5 Clasificación de los sistemas Anaerobios de alta tasa

El crecimiento bacteriano disperso se asocia con la presencia de flóculos y gránulos libres. Por su parte el crecimiento adjunto implica el desarrollo de las bacterias adheridas a un material de soporte inerte, permitiendo la formación de película biológica (biofilm).

2.5.1.5.1. Mecanismos de Retención

Reactores de Lecho Fijo

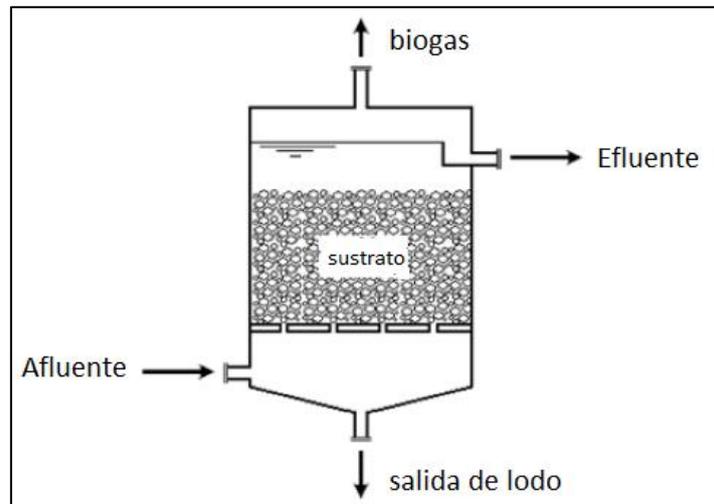
- Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente: corresponde a un proceso de crecimiento adherido para el tratamiento de residuos solubles. Se caracteriza porque la biomasa del sistema permanece como una película microbial adherida. Además el riesgo por taponamiento es mínimo debido a que el flujo es ascensional.

El filtro anaerobio está constituido por un tanque o columna, relleno con un medio sólido para soporte del crecimiento biológico anaerobio. La configuración del sistema permite el tratamiento de aguas residuales de baja concentración a temperatura ambiente.

Este tipo de tecnología también pueden ser útil para desnitrificar efluentes ricos en nitratos o como pretratamiento en plantas de

purificación de agua (Romero Rojas, 2001). El proceso no usa una recirculación ni calentamiento y produce una mínima cantidad de lodos.

- Filtro Anaerobio de Flujo en Descenso: en este tipo de reactores las bacterias crecen sobre superficies orientadas verticalmente, con el afluente aplicado por la parte superior del tanque y con el efluente extraído por el fondo. Es un proceso semejante al filtro anaerobio de flujo ascendente. Una de las principales ventajas de esta tecnología es soportar cargas volumétricas altas con tiempos hidráulicos de retención bajos. No obstante pueden presentarse pérdidas de sólidos suspendidos en el efluente.



Fuente: Anaerobic Reactors, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo (2006)

Gráfico 2.7 Esquema representativo de un Reactor Anaerobio de Lecho Fijo

La configuración geométrica que presenta este tipo de sistemas, tanto en ascenso como en descenso, se muestra en el ANEXO A. 5, cuya configuración esquemática se adjunta en el Gráfico 2.7.

Reactores de Lecho Rotacional

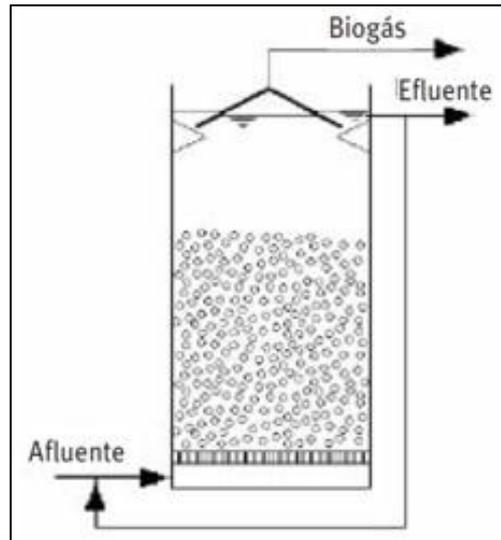
También llamados biodiscos anaerobios. En este sistema se forma una película biológica por el contacto de los microorganismos con el medio de soporte inerte. Dicho medio de soporte junto con los discos pueden estar parcial o totalmente sumergidos y rotar lentamente alrededor del eje horizontal dentro de un tanque mientras el agua residual fluye a través de él.

En configuración se asemeja a los discos aerobios, con la diferencia de que los anaerobios están recubiertos para evitar el contacto con el aire y la sumergencia de los discos es mayor de manera que no se requiere la transferencia de oxígeno. El cociente entre los tiempos de retención de sólidos y retención hidráulico es alto y por ende no existe un bloqueo del sistema. Además la velocidad de rotación se calibra de modo que las fuerzas de corte promuevan la remoción del exceso de biomasa retenida entre los discos.

La configuración del reactor de lecho rotacional se presenta en el ANEXO A. 6.

Reactores de Lecho Expandido/Fluidizado

El uso de reactores de lecho expandido y fluidizado resuelve el problema que se presenta en los reactores de lecho fijo, que es la limitación de la difusión del sustrato. En estos reactores la biomasa crece en reducidos espesores de película, adheridos a pequeñas partículas. La expansión y fluidización del medio reduce los cortocircuitos, incrementa tanto el tiempo de retención de la biomasa como su contacto con el sustrato, lo que implica una reducción del tiempo de retención hidráulico. La configuración básica de un sistema de tratamiento de este tipo se muestra en el Gráfico 2.8.



Fuente: www.eco-sosteingenieria.blogspot.com, fecha de consulta: 02/02/2015.

Gráfico 2.8 Esquema representativo de un Reactor de Lecho Fluidizado

Los principios de operación de los reactores de lecho expandido y de lecho fluidizado son prácticamente los mismos. Se diferencian únicamente en el tamaño de las partículas del medio de soporte y en las tasas de expansión. Los reactores de lecho expandido usan para el medio de soporte partículas de 0.3 a 3.0 mm de diámetro y la expansión del lecho se mantiene entre 10 y 20%, mientras que los de lecho fluidizado tienen medios de soporte constituidos por finas partículas de 0.5 a 0.7 mm y la expansión usualmente varía entre 30 y 100%. La configuración de los reactores de lecho tanto expandido como fluidizado se presenta en el ANEXO A. 7.

2.5.1.5.2. Crecimiento Disperso

Reactores de 2 Etapas

Es un proceso anaerobio de tratamiento cuyo uso está destinado para tratar aguas industriales concentradas. Su funcionamiento se basa en el hecho de que varios estudios han recomendado separar el proceso de hidrólisis y de formación de ácidos grasos con el proceso de fermentación metanogénica.

El sistema está conformado por un tanque de mezcla (reactor anaerobio) seguido de elementos para la separación y retorno de los sólidos. Refiérase al ANEXO A. 8 correspondiente al diseño geométrico de este tipo de sistemas.

En esencia, el proceso de dos fases o etapas es que la biomasa que es floculada en el reactor es retenida a través de elementos de separación de sólidos y es devuelta a la primera etapa del reactor en donde es mezclada con el agua residual del efluente con el propósito de optimizar las dos fases naturales del metabolismo anaerobio.

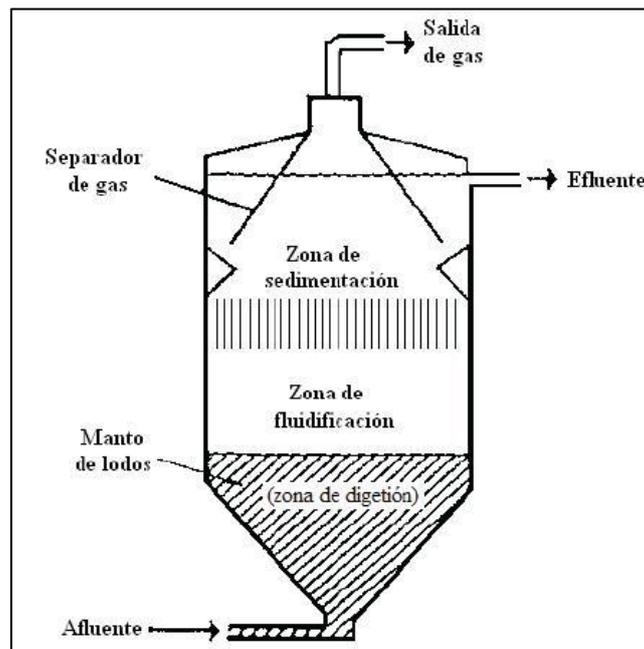
Reactores con Deflectores

Es un sistema anaerobio, en donde el agua residual fluye por encima y por debajo de una serie de pantallas o deflectores lo cual define cierto número de cámaras una a continuación de otra. Su implementación nace de la evaluación del reactor biológico rotatorio para tratamiento de aguas residuales en donde se concluyó que la rotación de los discos no era necesaria.

La configuración geométrica del sistema, ANEXO A. 9, fuerza al líquido, a realizar un movimiento secuencial vertical de caída y ascenso, pero sin movimiento horizontal, a través de la infraestructura, con el fin de que las bacterias permanezcan dentro del tanque, de esta manera se garantiza un largo contacto entre el agua residual y la biomasa del sistema presente al fondo de la unidad.

Reactores de Flujo Ascendente de Manto Anaerobio

Conocido también como reactor anaerobio de flujo ascendente o UASB por sus siglas en inglés, es un proceso anaerobio de alta tasa en el cual el agua residual se introduce por el fondo del reactor (el influente debe estar distribuido lo más uniformemente posible, maximizando el contacto con la biomasa anaerobia) y fluye a través de un manto de lodos conformado por granos biológicos o partículas de microorganismos con una alta tasa microbiana. Un esquema representativo de un UASB se indica a continuación en el Gráfico 2.9.



Fuente: www.scielo.org.mx, fecha de consulta: 03/02/2015.

Gráfico 2.9 Esquema representativo de un Reactor Anaerobio UASB



El tratamiento tiene lugar por contacto del agua residual con el manto de lodo granulado o floculado, en donde se desarrollan bacterias con buenas características de sedimentación. Los gases producidos por la digestión anaerobia se adhieren a los granos o partículas biológicas, y causan una circulación interna promoviendo así la formación de una mayor cantidad de granos. El reactor es auto mezclado por las burbujas de gas que se elevan y por el flujo ascendente del líquido. Las partículas que se elevan chocan con el fondo de las pantallas desgasificadoras para que el gas se libere. Los granos desgasificadores caen de nuevo sobre la superficie del manto de lodos y el gas libre se captura en los domos localizados en la parte superior del reactor, refiérase al ANEXO A. 10 para ver la configuración geométrica citada. La porción líquida fluye al sedimentador donde se separan los sólidos residuales del líquido. Esta recirculación interior de sólidos removidos permite edades de lodos prolongadas y hace innecesaria la recirculación externa de lodos.

El sistema presenta algunas ventajas entre las cuales se puede citar:

- Es un sistema relativamente compacto, por lo que no tiene una alta demanda de terreno.
- Tiene bajos costos de construcción y operación.
- No tiene una alta producción de lodos
- Presenta un bajo consumo energético
- El lodo producido tiene buenas características para la deshidratación
- No se requiere de equipos sofisticados para la retención de sólidos.
- Tiene una remoción satisfactoria de DBO, porcentajes entre 65 y 75%.

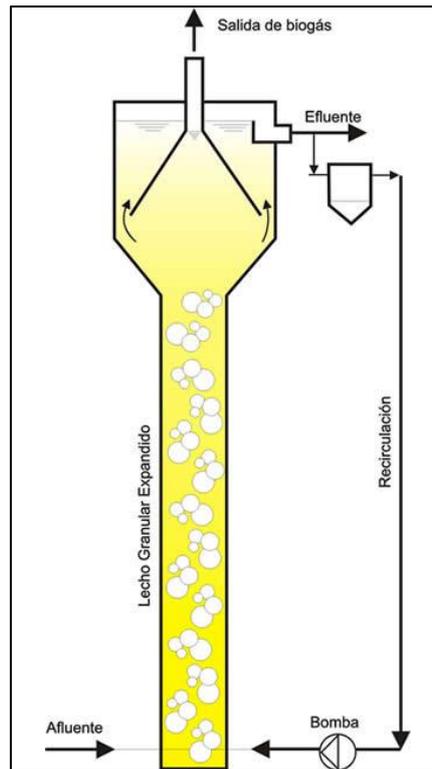
A pesar de todas estas características es necesario considerar que este tipo de sistemas tiene una alta posibilidad de emanar olores desagradables, además, es necesario la aplicación de un tratamiento secundario.

Reactores Granulares Expandidos

Los reactores de manto de lodos granular expandido (EGSB) se asemejan a los UASB, excepto en el tipo de lodo y el grado de expansión del lecho. La mayoría de lodos granulares son retenidos en el reactor y son mantenidos debido a las altas tasas hidráulicas aplicadas, esta condición intensifica la mezcla hidráulica y permite un mejor contacto biomasa-sustrato. Las altas velocidades superficiales del líquido en el reactor se logran por la alta tasa de recirculación del afluente combinada con relaciones alto/diámetro alrededor de 20 o incluso mayores.

La configuración de los reactores granulares se muestran en el ANEXO A. 11. En el Gráfico 2.10 se exhibe un esquema general para los sistemas anaerobios de este tipo.

Los reactores EGSB se usan para el tratamiento de afluentes solubles. En vista de las altas velocidades superficiales del líquido, la eficiencia de remoción de partículas de materia orgánica no es aceptable. Además la presencia de sólidos suspendidos puede afectar el mantenimiento de las características del lodo granular dentro del sistema.



Fuente: www.eg-ingenieria.com.ar, fecha de consulta: 03/02/2015.

Gráfico 2.10 Esquema representativo de un Reactor Granular Expandido.

Reactores con Recirculación Interna

Se puede considerar como una variación del reactor UASB con el objetivo de garantizar la eficiencia del sistema frente a altas cargas orgánicas (mayores a 30 o 40 kg DQO/m³·d). Para la aplicación de altas cargas la separación entre sólidos, líquidos y gases tiene que ser eficiente, por ejemplo la turbulencia impide la retención de biomasa en el sistema. La separación se lleva a cabo en dos etapas: en la primera, se produce la separación de gran cantidad de biogás y por tanto la turbulencia en la parte alta del reactor decrece; en la segunda etapa, ocurre la separación de los sólidos lo cual garantiza la alta retención de biomasa y una mayor clarificación del efluente.

El reactor con recirculación interna es básicamente dos compartimientos de reactores UASB (uno sobre otro), el primero está sometido a altas cargas orgánicas. La configuración de este reactor se muestra en el ANEXO A. 12.

2.5.2. Humedales Artificiales

Los humedales, tanto naturales como artificiales son ecosistemas sumamente frágiles considerados como los más productivos del mundo (García Serrano, et al., 2012). Son sistemas de tratamiento de aguas residuales que se desarrollan en un medio acuático, por lo cual usan animales y plantas propias de un tipo característico de vegetación. Dicha vegetación está compuesta por una serie de plantas acuáticas las cuales ejercen una acción depuradora de sustancias contaminantes y microorganismos patógenos, entre las cuales se puede citar: carrizos, juncos y enneas o esparganios (Pozo Yépez, 2012).



A pesar de su acción depuradora, no es recomendable el uso de humedales naturales para el tratamiento de aguas residuales ya que se produce un impacto considerable al medio ambiente pudiendo incluso afectar a ecosistemas y acuíferos alrededor del humedal.

Los humedales Artificiales son sistemas de poca profundidad, por lo general menor a un metro, los cuales han sido construidos o modificados por la acción humana, esta modificación incluye excavación, filtrado, drenado o alteración de los patrones del flujo o propiedades físicas del humedal.

Son usados en el tratamiento de aguas residuales municipales, para tratamientos secundarios y avanzados, de aguas de irrigación e incluso lixiviados de rellenos sanitarios. Cuentan con canalizaciones y sistemas impermeabilizantes para no permitir la contaminación de ecosistemas adyacentes.

Existen dos tipos bien definidos de humedales artificiales, humedales de flujo superficial o con espejo de agua y humedales de flujo sub-superficial. Sin embargo, la investigación en torno a esta tecnología ha arrojado en los últimos años variantes entre las cuales se cuenta con un tercer tipo de humedales artificiales llamados recíprocos.

2.5.2.1. Humedales de Flujo Superficial

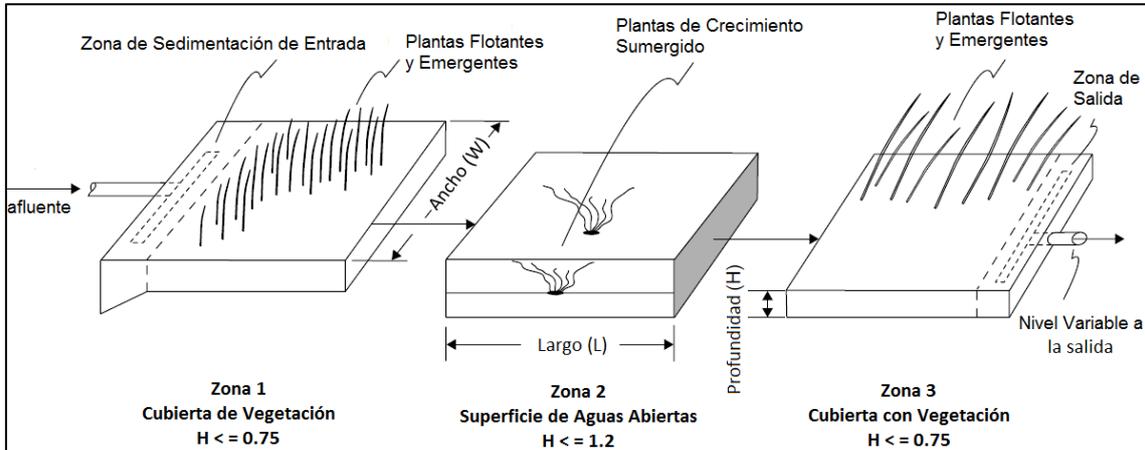
Los humedales de flujo superficial (FWS por sus siglas en inglés) son usados para tratar agua residual doméstica, efluentes industriales e inclusive residuos generados por actividad agrícola. El agua que ingresa al sistema es visible a poca profundidad sobre la superficie del material de sustrato. Los sustratos son por lo general suelos y arcillas nativos o materiales geotécnicos impermeables que previenen la filtración (Reed, et al., 1995).

Los humedales de flujo superficial se asemejan mucho en apariencia y funcionamiento a los humedales naturales, con una adecuada combinación de áreas abiertas, vegetación emergente, profundidad de agua variable, y otras características propias.

El tratamiento del agua residual se lleva a cabo mediante floculación y sedimentación, durante el contacto entre el flujo de agua residual y el conjunto de plantas acuáticas que crecen en aguas poco profundas. En algunos FWS, existen áreas abiertas donde la bio-oxidación aerobia complementa los procesos físicos de remoción.

Un típico humedal artificial FWS consiste en varios componentes (refiérase al ANEXO B. 1), que pueden ser modificados de acuerdo a la utilización que se le vaya a dar, pero manteniendo esencialmente los mismos patrones. Estos componentes incluyen bermas que rodean las cámaras de tratamiento, estructuras de entrada que regulan y distribuyen uniformemente el afluente de agua residual para un óptimo tratamiento, alternancia entre áreas de aguas abiertas y áreas superficiales totalmente cubiertas con vegetación, y estructuras de salida que complementan la distribución uniforme dada por las

estructuras de entrada y permiten ajustar el nivel del agua dentro de la cámara de tratamiento. La forma, el tamaño, y la complejidad del diseño son a menudo referentes al sitio de emplazamiento antes que en base a un criterio de diseño preconcebido.



Fuente: Adaptado de EPA (2000)

Gráfico 2.11 Esquema representativo de un Humedal de Flujo Superficial

Para un mejor entendimiento, en lo que corresponde a la configuración geométrica general de un humedal de flujo superficial, refiérase al ANEXO B. 1.

2.5.2.1.1. Criterios de Diseño

Los humedales de flujo superficial han sido usualmente modelados como reactores biológicos de crecimiento adjunto, en donde las plantas y el material detrítico ocupa todo el volumen del humedal.

A continuación, (Tabla 2.6), se incluyen las características más importantes para el diseño de humedales de Flujo Superficial:

CRITERIO	VALOR	UNIDADES
Tiempo de retención para remoción de DBO	2-15	d
Tiempo de retención para remoción de nitrógeno	7-14	d
Carga de DBO	<112	kg/ha.d
Carga hidráulica para remoción de nitrógeno	7,5-62,5	mm/d
Profundidad del agua	10-60	cm
Tamaño mínimo	5-11	m ² /(m ³ /d)
Relación longitud/ancho	2:1 - 4:1	
Control de mosquitos	Requerido	
Intervalo de cosecha	3-5	años
DBO esperada del efluente	<20	mg/l
SST esperado del efluente	<20	mg/l
N totales esperado del efluente	<10	mg/l
P totales esperado del efluente	<5	mg/l

Fuente: Romero, 2001.

Tabla 2.6 Características para el diseño de humedales de Flujo Superficial



Con el propósito de proveer tratamiento secundario ($DBO = TSS = 30\text{mg/l}$) y tratamiento secundario avanzado de aguas residuales domésticas, ninguna ecuación en particular es capaz de predecir exactamente el desempeño de un FWS de varias cámaras. Incluso si el humedal pudiera ser calibrado a un conjunto específico de datos, sus bases no determinísticas contrapondría su capacidad de calibrarse a otras circunstancias de operación.

Con base en la configuración del sistema (Gráfico 2.11), se ha demostrado según el método de la tasa de carga aérea (ALR) que los humedales FWS con zonas de aguas abiertas, que proporcionan transformación aerobia y oportunidades de remoción, logran efluentes con mejores condiciones en comparación con aquellos humedales FWS sólo compuesto por zonas cubiertas totalmente de vegetación (Lin, 2007). En las zonas cubiertas con vegetación se recomiendan tiempos de retención hidráulicos de máximo 2 días donde además la profundidad del agua debería estar entre 0.6 y 0.9 m.

Los humedales FWS son más eficientes para tratar efluentes de lagunas de estabilización u oxidación, o agua residual doméstica proveniente de tratamiento primario. La remoción de SST y la remoción asociada con DBO, N y P orgánicos, metales, etc., ocurre en los primeros metros de la zona de entrada del humedal, mientras que las subsecuentes zonas podrían actuar sobre ciertos constituyentes solubles. Si existe suficiente oxígeno disuelto en las áreas abiertas (sin vegetación), la remoción de DBO soluble y la nitrificación del nitrógeno amoniacal podrían ocurrir.

En las zonas de aguas abiertas durante los periodos de luz del día, la aireación natural es complementada por los macrófitos sumergidos para elevar el oxígeno disuelto con el objetivo de oxidar los compuestos carbonáceos (DBO) hasta niveles lo suficientemente bajos como para facilitar la nitrificación de $\text{NH}_4\text{-N}$ a $\text{NO}_3\text{-N}$. Estos requieren grandes cantidades de oxígeno y períodos de retención largos, por tanto, en las zonas de aguas abiertas el tiempo de retención hidráulico debe ser máximo de 2 a 3 días antes de que las floraciones de algas aparezcan y la profundidad del agua debería estar entre 1.2 y 1.5 m.

La reducción en volumen del humedal debido a los sólidos sedimentados, plantas vivas y detritus vegetal, podría llegar a ser considerable a largo plazo. La tasa de acumulación de sólidos suspendidos está en función de la temperatura del agua, la concentración de SST en el afluente, la remoción efectiva de SST, la tasa de disminución de la fracción volátil de los SST, y la masa sedimentada de SST no volátil. La acumulación de detritus vegetal es una función tanto de la cosecha en sitio como de la tasa de disminución del mismo detritus vegetal.

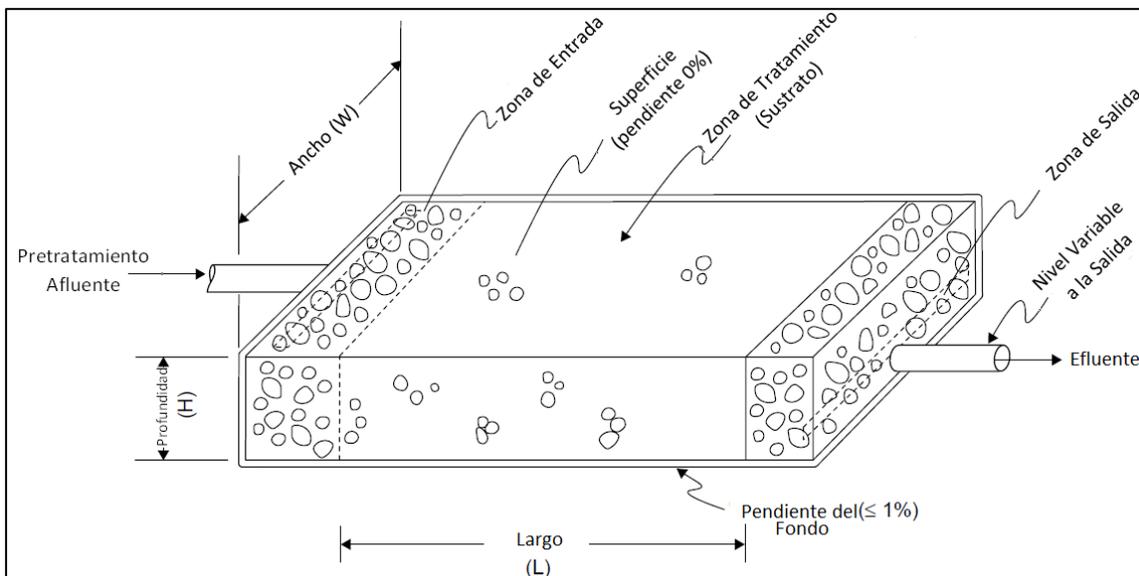
2.5.2.2. Humedales de Flujo Sub-superficial

Comúnmente representados por SSF (por su nombre en inglés *Subsurface Flow Wetlands*). Son sistemas apropiados para efluentes de tanques sépticos, esto es, aguas residuales que requieren remoción de altas concentraciones de materia orgánica. Y en contraste con humedales de flujo sub-superficial tiene menores requerimientos de espacio (área).

En este tipo de sistemas el agua fluye por debajo de la superficie de un medio poroso cultivado con plantas emergentes, que por lo general corresponde al mismo tipo de vegetación presente en las praderas inundadas, y que, debido a su diseño, la superficie del medio siempre se encuentra sobre el nivel de agua.

Algunas de las principales ventajas de ubicar el nivel de agua bajo la superficie del medio son la prevención de olores y mosquitos en el medio, y la eliminación de la posibilidad de que la población circundante entre en contacto con el agua residual que se encuentra en tratamiento. Además no producen lodos residuales por lo que no se requiere un tratamiento subsiguiente y su disposición.

En el Gráfico 2.12 se encuentra expuesto un esquema representativo de humedales de flujo horizontal sub-superficial, mientras que en el ANEXO B. 2 se tiene la configuración geométrica que generalmente presenta este tipo de sistemas.



Fuente: Adaptado de EPA (2000)

Gráfico 2.12 Esquema representativo de un Humedal de Flujo Subsuperficial

Las reacciones biológicas tienen lugar debido a la actividad que existe entre microorganismos adheridos a las superficies disponibles de sustrato sumergido, el cual incluye raíces de las plantas que crecen en el medio.

2.5.2.2.1. Criterios de Diseño

Este tipo de humedales por lo general incluyen uno o más canales con una baja profundidad pero con el fondo recubierto para evitar la percolación a la capa freática produciendo así su contaminación. En cuanto al tipo de recubrimiento, éste depende de las condiciones locales, por ejemplo se puede citar la compactación del suelo natural así como también la incorporación de arcilla o el uso de geo membranas.

A pesar de que la vegetación es uno de los aspectos de vital importancia para los humedales artificiales, dentro de un humedal de flujo sub-superficial no



representa un factor importante para la remoción de nutrientes y no se requiere su remoción. Para climas fríos, la acumulación de detritos vegetales sobre el lecho de grava genera un aislamiento térmico que puede ser útil en los meses menos cálidos. Las plantas sumergidas, a través de sus raíces proporcionan sustrato para los procesos microbiológicos, y como las macrófitas, en su gran mayoría, transmiten oxígeno de las hojas a las raíces, se generan microzonas aeróbicas en la superficie de las raíces y los rizomas. No obstante, el resto del medio sumergido carece de oxígeno. De esta forma existe una falta general de oxígeno la cual limita la remoción biológica del nitrógeno amoniacal por nitrificación en los humedales (EPA, 2000).

A pesar de estas consideraciones, el proceso puede darse en condiciones aerobias y anóxicas, consecuentemente el sistema tiene una efectividad aceptable en cuanto a la remoción de DBO, SST y algunos contaminantes orgánicos. Como el medio permite contar con fuentes de carbono y condiciones anóxicas suficientes, la remoción de nitratos por denitrificación biológica también presenta valores efectivos.

Finalmente los humedales de flujo sub-superficial tienen una remoción efectiva de DBO, DQO y SST; y también puede llegar a producir bajas concentraciones de nitrógeno y fósforo si se cuenta con tiempos de retención suficientemente largos.

A continuación, (Tabla 2.7), se incluyen las características más importantes para el diseño de humedales de Flujo Sub-superficial:

CRITERIO	VALOR	UNIDADES
Tiempo de retención para remoción de DBO	3-4	d
Tiempo de retención para remoción de nitrógeno	6-10	d
Carga hidráulica superficial	470-1.870	m ³ /ha.d
Carga orgánica	<112	kg DBO/ha.d
Carga de SST	390	kg/ha.d
Profundidad del agua	0,3-0,6	cm
Profundidad del medio	0,45-0,75	m ² /(m ³ /d)
Control de mosquitos	No requiere	
Programa de cosecha	No requiere	
DBO esperada del efluente	<20	mg/l
SST esperado del efluente	<20	mg/l
N totales esperado del efluente	<10	mg/l
P totales esperado del efluente	<5	mg/l

Fuente: Romero, 2001.

Tabla 2.7 Características para el diseño de humedales de flujo Subsuperficial



3. FACTIBILIDAD Y ESCENARIOS DE DISEÑO

3.1. ESTUDIO DE EVALUACIONES REALIZADAS EN EL SISTEMA

Existen dos evaluaciones previas, que en su momento determinaron el estado y eficiencia de la Planta de Tratamiento de Churuguzo. Dichas evaluaciones indican diferentes problemas existentes así como también plantean ciertas recomendaciones y posibles soluciones a las dificultades encontradas.

De igual manera, con la finalidad de diagnosticar el grado de eficiencia actual de la PTAR se han llevado a cabo muestreos del agua residual en diferentes puntos dentro del sistema (afuente, efluente y salida del tanque séptico) para posteriormente analizar ciertos parámetros característicos.

3.1.1. Evaluación realizada por el Ing. Galo Ordoñez (Ordoñez, 2009).

En el año 2009, bajo supervisión de la empresa ETAPA EP se realizó el “Diagnóstico y evaluación preliminar de los sistemas de depuración de aguas residuales que sirven a centros parroquiales y caseríos en el cantón Cuenca”. Para la ejecución de dicho diagnóstico se evaluaron un total de 22 Plantas de tratamiento, entre las cuales consta la PTAR de Churuguzo, durante un lapso de aproximadamente 2 años correspondiente al periodo: marzo 2008 - enero 2010.

En mayo del 2008, dentro del diagnóstico preliminar, con la finalidad de la puesta en marcha y operación de la planta de tratamiento de aguas residuales, se determinó que el sistema:

- Es de tipo sedimentación primaria más humedal.
- No dispone de un sistema de aforo.
- Tiene acceso vehicular hasta el lugar de instalación.
- Está emplazado en zona inundable.
- El terreno de emplazamiento es suficiente y consta de cerramiento.
- Es mantenido por ETAPA EP.
- No se encuentra en actual operación.
- Está en estado de rehabilitación.

Entre las actividades que se llevaron a cabo para la realización del diagnóstico, consta:

- Recopilación y análisis de la información existente sobre evaluaciones previas.
- Visitas constantes a las comunidades rurales del cantón Cuenca y a sus correspondientes plantas de depuración.
- Análisis de Sistemas Simplificados de Alcantarillado.
- Diseño de encuestas técnicas, demográficas y sociales para el registro y catastro de sistemas descentralizados.
- Monitoreo y evaluación de las Plantas de Depuración.



En función de las actividades citadas anteriormente, se identificaron ciertos problemas que afectan al correcto rendimiento de la PTAR, entre los más relevantes se pueden citar:

- A pesar de que el sistema de alcantarillado presenta un diseño exclusivo de tipo sanitario, el sistema es vulnerable al ingreso de la escorrentía pluvial (en los puntos de cruce de atarjeas y por las tapas de los pozos de las conexiones domiciliarias), a la posible entrada de agua de riego y de drenaje de potreros.
- Ante la presencia de lluvias de alta intensidad el caudal de rebose conjuntamente con la escorrentía ingresan libremente a los dos humedales. Existe una degradación de las características físicas del agua, tanto en el efluente de la fosa como en la salida de los humedales, manteniendo un color café amarillento muy intenso, lo que evidencia que existe ingreso de escorrentía incontrolada y agua de drenajes de potreros en el sistema de alcantarillado sanitario.
- La elevada intensidad del color es debida a la presencia de materia húmica, pudiendo calificarse como una contaminación difusa, la cual no debe presentarse en un sistema sanitario.
- Existe influencia de la escorrentía en los bajos niveles de DBO y altos de DQO, indicando la presencia de compuestos oxidables.
- El elevado caudal que ingresa a la planta perturba los procesos biológicos, tanto en la fosa séptica como en el humedal, y la contaminación difusa es determinante en las características del efluente.

Una vez identificadas las principales deficiencias que presenta el sistema, se plantean recomendaciones y posibles soluciones para mejorar el funcionamiento del mismo, entre las cuales se tiene:

- Construir en forma emergente un aliviadero, preferiblemente a la entrada o en la cámara que aloja a la rejilla.
- Mejorar el ingreso del flujo y colocar un vertedero de aforo móvil.
- Lograr la colaboración de la comunidad para las labores de mantenimiento.
- Las características de las válvulas de compuerta instaladas en la planta no permiten regulación, consecuentemente se recomienda implementar un sistema de control y regulación diferente.
- Uso de vegetación ornamental.

3.1.2. Evaluación realizada en el año 2014.

La “Evaluación de las Plantas de depuración de agua residual de las comunidades de Soldados y Churuguzo, Cantón Cuenca, Azuay” (Once & Ruiz, 2014) se realizó en el marco de una tesis de graduación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.



Para evaluar las condiciones físicas y el correspondiente rendimiento de las PTARs, se llevaron a cabo diversas actividades, que se presentan en forma resumida a continuación:

- Encuesta sanitaria a 144 viviendas de la comunidad, para determinar los niveles de uso y conocimiento de los servicios de agua potable y alcantarillado; así como las características y costumbres de la población.
- Levantamientos topográficos (planimétrico y taquimétrico), para la evaluación física y la determinación de perfiles hidráulicos.
- Caracterización realizada el día 19 de junio de 2014 que consistió en la toma de datos correspondientes a los parámetros: caudal, temperatura y composición del agua residual.
 - Para el cálculo del caudal real que ingresa a la planta se construyó un vertedero triangular con ángulo de 90° en la primera cámara de sedimentación.
 - Para la temperatura se usó un termómetro manual.
 - Utilizando un muestreador automático se tomaron muestras compuestas en tiempo, con un intervalo de 20 minutos durante 24 horas. Para el análisis de laboratorio se realizó una composición a una sola muestra, considerando un aporte del 60% para el periodo de mayor actividad de la población (06h00 - 23h00), y un 40% para el periodo restante de menor actividad. Los resultados de los parámetros físico – químico – bacteriológicos analizados, se indican en el ANEXO C. 1.
- Se realizó finalmente un balance de masas para verificar los caudales que componen el afluente, obteniéndose: 19% de agua residual doméstica, 63% de agua de infiltración y 18% de agua de riego.

Consecuentemente, y con base en las actividades realizadas para evaluar la planta de tratamiento se identificaron varios problemas que afectan el correcto funcionamiento, siendo los más representativos:

- Generación de malos olores produciendo malestar a las viviendas aledañas.
- Inconveniente en el pozo de ingreso a la planta, debido a que en caso de flujo turbulento el material grueso pasa directamente a la fosa séptica sin ninguna sedimentación previa.
- En época de lluvia, el agua ingresa por los pozos de revisión y paso de la red de alcantarillado, lo que aumenta el caudal afluente de la planta.
- Los humedales no han recibido mantenimiento y limpieza adecuada, provocando el crecimiento excesivo de las totoras y de otro tipo de plantas como pastizales, lo cual dificulta el flujo de agua.
- El bypass se encuentra en constante funcionamiento debido a una falla en las válvulas, por lo cual existe un caudal considerable que llega al cuerpo receptor sin ningún tipo de tratamiento.



3.1.3. Evaluaciones actuales

Corresponden a los muestreos más recientes con sus respectivas caracterizaciones para diagnosticar y constatar el estado actual de la PTAR de Churuguzo. Se han realizado un total de 3 caracterizaciones que consistieron en tomas de muestras compuestas en tiempo. Uno de los muestreos fue realizado el 18 de diciembre de 2014 y analizado en el Laboratorio de Sanitaria de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, mientras que los restantes se realizaron el 17 y 23 de diciembre de 2014 y se analizaron en el laboratorio de la Dirección de Gestión Ambiental de ETAPA EP, como parte de las actividades rutinarias que realiza la empresa para el control y mantenimiento de las plantas rurales de depuración.

3.1.3.1. Caracterización del 18 de diciembre de 2014.

En esta caracterización se tomaron muestras con un intervalo de 15 minutos durante un lapso de 10 horas (06h00 - 16h00).

La composición de la muestra para análisis se realizó en tiempo, con equivolúmenes de cada muestra parcial. Los resultados de los parámetros analizados se muestran en la Tabla 3.1. El reporte del Laboratorio de Sanitaria de la Universidad de Cuenca, se indica en el ANEXO C. 2.

PARÁMETRO	UNIDAD	AFLUENTE DEL SISTEMA	EFLUENTE DEL TANQUE SÉPTICO	OBSERVACIONES
DBO5	mg/l	90	79,5	
DQO	mg/l	252	164	
Fósforo Total	mg/l	0,071	0,092	Como fósforo
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	11,5	13,5	Como nitrógeno
Nitrógeno de Nitratos	mg/l	0,205	0,263	Como nitrógeno
S. Sedimentables	ml/l	2,5	1,8	
S. Suspendidos	mg/l	84	144	
S. Totales	mg/l	132	242	
Alcalinidad Total	mg/l, CaCO ₃	109	115,4	
pH		6,98	7,17	

Responsable: Dra. Guillermina Pauta C.

Fuente: Laboratorio de Sanitaria de la Universidad de Cuenca

Tabla 3.1 Caracterización del 18 de diciembre de 2014

En función de los valores de los parámetros, según Metcalf & Eddy (2003), se puede categorizar el afluente de la PTAR como agua residual doméstica que presenta una débil concentración de contaminantes.

Normalmente, para aguas residuales domésticas, la relación DQO/DBO varía entre 1,7 y 2,4; al existir una relación mayor a 2,5 es necesario realizar estudios de tratabilidad para verificar la eficiencia de los tratamientos biológicos en los



procesos de remoción. Dicha relación indica además un muy probable aporte de escorrentía en el agua residual, con lo cual existe un alto nivel de dilución.

Si se comparan las concentraciones de los parámetros físico químicos indicados en la Tabla 3.1 con los valores dados por la normativa nacional en los Textos Unificados de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (TULSMA) -véase Anexo D- en lo que respecta a descarga de efluentes en cuerpos receptores de agua dulce, es posible depositar el afluente de la PTAR directamente en el cuerpo receptor sin necesidad de un tratamiento previo. Sin embargo, respecto de las concentraciones de coliformes, tanto totales como termo tolerantes, la normativa exige niveles muy bajos en la descarga, que resultan en una posible falta de coherencia en cuanto a los requerimientos para diferentes parámetros.

3.1.3.2. Caracterizaciones del 17 y 23 de diciembre de 2014.

Las dos caracterizaciones se realizaron por parte de personal de ETAPA EP y se tomaron en cada caso muestras compuestas en tiempo durante un periodo de 24 horas.

Los resultados de las caracterizaciones del 17 y 23 de diciembre se presentan a continuación en la Tabla 3.2 y Tabla 3.3 respectivamente.

PARÁMETRO	MÉTODO	UNIDADES	AFLUENTE	EFLUENTE
DBO5	PEE/LS/FQ/01	mg/l	105	20
DQO	PEE/LS/FQ/06	mg/l	400	128
NITRÓGENO AMONÍACAL *	SM 4500 HN3 C	mg/l	10,67	13,04
NITRÓGENO ORGÁNICO *	SM 4500 Norg B	mg/l	15,41	6,52
OXÍGENO DISUELTO **	SM 4500 O-G	mg/l	2,7	4,1
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	PEE/LS/FQ/04	mg/l	256	1*
SÓLIDOS TOTALES	PEE/LS/FQ/05	mg/l	598	234
COLIFORMES TOTALES *	SM 9221 E	NMP/ 100 ml	1,70E+07	7,00E+05
COLIFORMES TERMOTOLERANTES *	SM 9221 E	NMP/ 100 ml	1,70E+07	4,90E+05

SM: STANDARD METHODS, Edición 22

* Los ensayos NO están incluidos en el alcance de la acreditación del OAE

** El oxígeno disuelto fue determinado en el laboratorio, la muestra no estuvo fijada

Fuente: Laboratorio de ETAPA EP

Tabla 3.2 Caracterización del 17 de diciembre de 2014

En la sección de Anexos se adjuntan los resultados originales emitidos por el laboratorio de ETAPA EP, referidos como: ANEXO C. 3 y ANEXO C. 4.



PARÁMETRO	MÉTODO	UNIDADES	AFLUENTE	EFLUENTE
DBO5	PEE/LS/FQ/01	mg/l	79	24
DQO	PEE/LS/FQ/06	mg/l	373	108
NITRÓGENO AMONÍACAL *	SM 4500 HN3 C	mg/l	10,05	13,97
NITRÓGENO ORGÁNICO *	SM 4500 Norg B	mg/l	10,33	5,03
OXÍGENO DISUELTO **	SM 4500 O-G	mg/l	1,1	1,8
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	PEE/LS/FQ/04	mg/l	82	11
SÓLIDOS TOTALES	PEE/LS/FQ/05	mg/l	284	219
COLIFORMES TOTALES *	SM 9221 E	NMP/ 100 ml	2,30E+06	3,50E+06
COLIFORMES TERMOTOLERANTES *	SM 9221 E	NMP/ 100 ml	2,30E+06	2,30E+05

SM: STANDARD METHODS, Edición 22

* Los ensayos NO están incluidos en el alcance de la acreditación del OAE

** El oxígeno disuelto fue determinado en el laboratorio, la muestra no estuvo fijada

Fuente: Laboratorio de ETAPA EP

Tabla 3.3 Caracterización del 23 de diciembre de 2014

Como se puede ver en los valores de los parámetros, existe una alta concentración de coliformes totales y termo tolerantes, cuya remoción está por debajo de los niveles exigidos por la normativa anteriormente mencionada. Si bien es cierto, existe una disminución en las concentraciones de DBO y DQO, cuyos niveles en el efluente de la planta de tratamiento son relativamente bajos, la remoción de estos parámetros no debería ser un indicador fundamental de la eficiencia del sistema debido a que se trata de un agua residual altamente diluida, así también, la simple aplicación de un proceso básico de sedimentación (en el tanque séptico) sería suficiente para remover una parte de la materia orgánica particulada obteniéndose como resultado las remociones mostradas.

3.2. PROPUESTA DE SOLUCIONES TECNOLÓGICAS

A partir de las diferentes evaluaciones que se han realizado a la planta de tratamiento de agua residual de la comunidad de Churuguzo, ha sido posible la identificación de las principales deficiencias que limitan su buen funcionamiento, por lo cual es necesario analizar soluciones, tanto técnicas como tecnológicas.

Las soluciones planteadas deben estar orientadas a minimizar o eliminar los problemas identificados, así como también favorecer el rendimiento del sistema (funcionalidad y eficiencia), consecuentemente, las alternativas pueden incluir:



- Pequeñas modificaciones al sistema actual.
- Rediseño del sistema actual utilizando la misma tecnología.
- Rediseño completo del sistema a partir del uso de nuevas opciones tecnológicas.

De esta manera, las soluciones planteadas comprenden el uso de la tecnología aplicada actualmente y en el estudio de otras dos tecnologías que se encuentran en desarrollo. Un enfoque general de cada alternativa así como los correspondientes procedimientos de diseño se detallan a continuación.

3.2.1. Humedales de Flujo Horizontal Sub-superficial

Intentar describir de manera completa la remoción de contaminantes en los humedales de flujo sub-superficial es menos complejo que tratar de describir la hidráulica de los mismos. Muchos autores han examinado varias relaciones para modelar la remoción de contaminantes, incluyendo reacciones de orden cero y de primer orden tanto en reactores de flujo pistón como de mezcla completa. Ninguna de las relaciones logró ajustarse a todos los datos disponibles, debido a que, como en muchos sistemas naturales dinámicos, los datos procedentes de experimentación están sujetos a gran variabilidad por la influencia de factores externos al sistema.

Los sistemas de flujo horizontal constituyen el primer tipo de humedales de flujo sub-superficial que se desarrolló a escala real. Por tanto, los métodos de dimensionamiento disponibles han sido contrastados y consensuados en múltiples experiencias (García Serrano, et al., 2012).

Para la determinación de las ecuaciones de diseño se supone que los sistemas de humedales se comportan como reactores de flujo ideal en pistón, consecuentemente los contaminantes se degradan siguiendo modelos cinéticos de primer orden, de esta forma, aplicando balance de masas a un contaminante se tiene la ecuación (1):

$$\frac{dC}{dt} = -k_v C \quad (1)$$

Siendo:

C la concentración del contaminante, generalmente expresada como mg/l.
 k_v la constante cinética de primer orden, expresada en días⁻¹. El signo negativo en la expresión indica que la concentración de contaminante disminuye a lo largo del tiempo.

En las siguientes secciones se detallan procedimientos de diseño propuestos por Kadlec and Knight (1996), Reed (1995) y el método de la US-EPA (2000), los cuales plantean consideraciones propias y generales, que tratan en lo posible de ajustarse a las condiciones reales, tanto de flujo como de remoción, de los humedales de flujo sub-superficial.



3.2.1.1. Método de Kadlec and Knight

A partir de la ecuación (1), integrando entre límites superior e inferior iguales a la concentración final o del efluente (C_e) y la concentración inicial o del afluente (C_i) respectivamente se tiene la ecuación (2):

$$\frac{C_e}{C_i} = \exp(-k_v t) \quad (2)$$

En donde t es el tiempo de retención hidráulico medio.

A partir de un manejo matemático, mediante el uso del tiempo de retención hidráulico medio, y definiendo una nueva constante cinética de primer orden (k_A , en m/d), ecuación (3), se puede utilizar la ecuación (4) como alternativa de la ecuación (2).

$$k_A = k_v * \varepsilon * h \quad (3)$$

$$\frac{C_e}{C_i} = \exp\left(-\frac{k_A S}{Q}\right) \quad (4)$$

Siendo,

ε la porosidad del medio, en decimal.

h la profundidad media del humedal, en metros.

S la superficie del humedal, expresada en m^2 .

Q el caudal medio, en m^3/d .

Varios autores han concluido que la eficiencia de remoción de DBO de los humedales no mejora considerablemente en épocas de verano a comparación del invierno (García, et al., 2004), por lo cual no se propone realizar una corrección de la temperatura mediante la ecuación de Arrhenius (expresión matemática que se utiliza para comprobar la dependencia de la constante de velocidad de una reacción química con respecto a la temperatura a la que se lleva a cabo) en cuanto a los valores de las constantes cinéticas de primer orden.

Finalmente, de (4), se puede despejar el valor del área obteniendo (5), que es la ecuación de diseño recomendada para dimensionar la superficie en humedales de flujo horizontal.

$$S = \frac{Q}{k_A} \ln\left(\frac{C_i}{C_e}\right) \quad (5)$$

Los valores de Q y C_i se determinan a partir de los estudios de caracterización del afluente mientras que el valor de C_e 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 depende del contaminante con el que se está trabajando, y se encuentra además en función del tratamiento usado para su remoción, de esta forma los valores de k_A que se muestran en Tabla 3.4 son válidos para aguas residuales que llegan al humedal con carga media o baja (después de los



tratamientos previos). Para cargas más elevadas ($DBO_5 > 250 \text{ mg/l}$) es conveniente reducir el valor de k_A en un 20%.

PARÁMETRO	UNIDAD	DBO	SST	TN	TP	FC
k_A (*)	m/día	0,08	(***)	0,025	(***)	(***)
k_A (**)	m/año	180	1000	27	12	95

DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno
 SST: Sólidos suspendidos Totales
 (*) Fuente: (García Serrano, et al., 2012)
 (**) Fuente: (Kayombo, et al., 2005)
 (***) No presenta registro de datos

TP: Fósforo Total
 TN: Nitrógeno Total

Tabla 3.4 Valores de la constante cinética de primer orden, k_A

Según García Serrano (2012), para eliminar la DBO es adecuado un valor de 0,08 m/d. Además, si el sistema se dimensiona para eliminar la DBO, a la vez también se va a reducir la materia en suspensión de forma suficiente. Por otra parte, este mismo dimensionamiento va a permitir reducir los niveles de nitrógeno en aproximadamente un 30-60% si el sistema se diseña con una profundidad media de la lámina de agua de 0,3 metros.

Una vez que se ha determinado la superficie que se requiere en el tratamiento, es necesario verificar que la carga orgánica superficial tenga un valor menor a 6 gr DBO/m²d (García Serrano, et al., 2012). En el caso que el valor obtenido sea superior a éste, se deberá incrementar la superficie necesaria para cumplir este requerimiento.

En caso de que los humedales actúen como tratamiento secundario, la carga contaminante en el fondo (CCF) que es producida por el mismo sistema puede despreciarse en comparación con las concentraciones de los contaminantes presentes en el agua afluente. Sin embargo, cuando forman parte de un tratamiento de afino, por ejemplo de una planta de lodos activados o de un sistema vertical, es conveniente tener en cuenta la concentración de fondo, consecuentemente la ecuación (5) resulta de la forma:

$$S = \frac{Q}{k_A} \ln \left(\frac{C_i - C^*}{C_e - C^*} \right) \quad (6)$$

Siendo C^* la CCF, en las unidades que corresponda según el contaminante.

Para calcular la concentración de fondo se dispone de las siguientes expresiones de unidad mg/l:

Para la DBO: $C^* = 3,5 + 0,053 * C_i$ (7)

Para los SST: $C^* = 7,8 + 0,063 * C_i$ (8)

Para el nitrógeno total: $C^* = 1,5 \text{ mg/l}$

Para el fósforo total: $C^* = 0,02 \text{ mg/l}$



3.2.1.2. Método de Diseño de Reed

Las ecuaciones de Reed (1995) están basadas en la asunción de un flujo pistón de primer orden para todos los contaminantes que son removidos inicialmente por procesos biológicos.

Para la remoción de DBO, NH₄ y NO₃ se maneja la ecuación (9) con un tiempo de retención hidráulico (t) en función de la porosidad, expresado como (10):

$$\ln\left(\frac{C_i}{C_e}\right) = K_T t \quad (9)$$

$$t = \frac{V_f}{Q} = \frac{A_S y n}{Q} \quad (10)$$

Siendo,

A_S el área de tratamiento del humedal, en m².

C_e la concentración del contaminante en el efluente, en mg/l.

C_i la concentración del contaminante en el afluente, en mg/l.

K_T la constante de reacción a la temperatura del agua, en días⁻¹.

n la porosidad, en porcentaje.

Q el caudal promedio, en m³/d.

V_f el volumen del humedal disponible para el flujo, en m³

y la profundidad del humedal, expresada en metros.

Se conoce además:

$$K_T = K_R \theta_R^{(T_W - T_R)} \quad (11)$$

$$A_S = \frac{[Q(\ln C_o - \ln C_e)]}{K_T y n} \quad (12)$$

Alternativamente, se tiene las ecuaciones (13) y (14) para el cálculo de la concentración en el efluente y para determinar la carga hidráulica (HLR por sus siglas en inglés), respectivamente:

$$C_e = C_i \exp\left(\frac{-A_S K_T y n}{Q}\right) \quad (13)$$

$$HLR = \frac{100Q}{A_S} \quad (14)$$

Siendo,

HLR la carga hidráulica, en cm/d.

K_R la constante de reacción a la temperatura de referencia, en días⁻¹.

T_R la temperatura de referencia, en °C.

θ_R el coeficiente de temperatura para la constante de remoción

V_V y V son el volumen de vacíos y el volumen total, respectivamente, en m³.

La Tabla 3.5 contiene los valores de los parámetros de diseño para humedales de flujo sub-superficial.



PARÁMETRO	UNIDAD	REMOCIÓN DE DBO	REMOCIÓN DE NH ₄	REMOCIÓN DE NITRATO	REMOCIÓN DE PATÓGENOS
K _R	días ⁻¹	1,104	K _{NH} (*)	1	2,6
θ _R		1,06	1,048	1,15	1,19

(*) $K_{NH}=0,01854+0,3922*(rz)^{2,6077}$

K_{NH} es la constante de nitrificación, en días⁻¹

rz es la profundidad del lecho ocupada por la zona de raíces.

Fuente: (Reed, et al., 1995)

Tabla 3.5 Parámetros de diseño para humedales de flujo Sub-superficial

Para remoción de los SST:

$$C_e = C_i(0,1058 + 0,0011HLR) \quad (15)$$

Para remoción de patógenos Reed argumenta que los mecanismos son esencialmente los mismos tanto en lagunas de estabilización como en humedales. La ecuación (16) presentada a continuación para la remoción de patógenos en humedales suele ser conservativa; por lo tanto, es muy usada como predicción:

$$C_e = \frac{C_i}{(1+tK_T)^n} \quad (16)$$

Siendo,

C_e la concentración de coliformes fecales en el efluente, en NMP/100mL.

C_i la concentración de coliformes fecales en el afluente, en NMP/100mL.

K_T la constante de reacción con modificación de temperatura, en días⁻¹.

n el número de celdas en serie.

t el tiempo de retención hidráulico, expresado en días.

La relevancia del número de celdas en serie en esta formulación tiende a sugerir que, para una óptima remoción de patógenos, el número de celdas debe ser maximizado.

Para la remoción de Fósforo Total (PT):

$$C_e = C_i e^{\left(\frac{-K_P}{HLR}\right)} \quad (17)$$

En donde K_P es la constante de reacción de primer orden del fósforo igual a 2.73 cm/d.

3.2.1.3. Método de Diseño de la US-EPA

El diseño recomendado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos, *Environmental Protection Agency* (EPA), se enfoca en el hecho de cumplir con los máximos niveles de concentración de contaminantes en el efluente, exigidos por las entidades de control. Este enfoque conlleva a un diseño más conservador en comparación con otros planteamientos disponibles en la literatura. El ANEXO B. 2 muestra la configuración básica de los



humedales de flujo sub-superficial propuesta por la EPA en base a sus lineamientos.

Hablando de la hidráulica del sistema, la relación entre el gradiente hidráulico (pendiente) y el flujo a través del sustrato poroso es típicamente descrita por la ley de Darcy, ecuación (18), la cual es una función del caudal, la carga orgánica superficial, la profundidad del agua y la conductividad hidráulica.

$$Q = KA_c S = KWD \frac{dh}{dl} \quad (18)$$

Para una longitud definida del humedal:

$$dh = \frac{QL}{KWD} \quad (19)$$

Sustituyendo $L = A/W$ y reordenando los términos se plantea la ecuación para el cálculo del mínimo W :

$$W^2 = \frac{QA}{KD} dh \quad (20)$$

Siendo:

Q el caudal, en m^3/d .

K la conductividad hidráulica, expresado en $m^3/m^2 \cdot d$ ó m/d .

A_c el área de la sección transversal, en m^2 .

L y W el largo y ancho del humedal, respectivamente, expresados en m .

D la profundidad del agua, en metros.

dh la pérdida de carga (cambio en el nivel del agua), en m .

$S = dh/dl$ el gradiente hidráulico, en metros.

A el área superficial del humedal, expresada en m/m .

El nivel del agua en la entrada del humedal debe ser el suficiente para superar la pérdida de carga a lo largo del sistema y para evitar los cortocircuitos. El valor de K es difícil de calcular debido a que está influenciada por factores que no pueden ser fácilmente determinados, incluyendo parámetros de flujo y el taponamiento (*clogging*) afectado por los cambios en el crecimiento/muerte de las raíces y la acumulación/degradación de los sólidos. Por ello, un valor debe ser asumido con propósitos de diseño. La Tabla 3.6 muestra valores de conductividad neta dados en la literatura. En vista de que se ha comprobado que la mayor remoción se da en los primeros metros desde la entrada del flujo en el humedal, los siguientes valores son recomendados para para la selección de los valores de la K :

30% inicial del humedal $K_i = 1\%$ de la K neta

70% final del humedal $K_i = 10\%$ de la K neta



TAMAÑO Y TIPO DEL MEDIO	K LAVADO/NO LAVADO	TIPO DE AGUA RESIDUAL	OPERACIÓN	OBSERVACIONES
	m/d	SST, mg/l		
grava de 5-10 mm	34000/12000	TS (100)	2 años	K=12000 para zonas de río abajo
grava de 5-10 mm	34000/900	TS (100)	2 años	K=900 para zonas de entrada
roca triturada de 17 mm	100000/44000	SN (ns)	4 meses	concentración de SST (ns)
gravilla de 6 mm	21000/9000	SN (ns)	4 meses	
grava gruesa de 30-40 mm	NR/1000	TS (30)	2 años	Efluente de laguna, sin plantas
grava fina de 5-14 mm	NR/12000	TS (30)	2 años	Grava gruesa en los primeros 6m y fina en los últimos 9m
grava gruesa de 20-40 mm	NR/NR	LV (ns)	26 meses	Pérdida de carga controlada por la salida
gravilla de 5 mm	6200/600	LV (ns)	26 meses	
roca de 19 mm	120000/3000	ETS (50)	7 meses	
grava fina de 14 mm	15000/ver nota	LA (60)	2 años	K de grava combinada es 2000 a los 50m de la entrada y 27000 a los 300m desde la entrada
grava gruesa de 22 mm	64000/ver nota	LA (60)	2 años	

TS: Tratamiento Secundario

SN: Solución de Nutrientes

LV: Lixiviado de Vertedero

LA: Laguna Aireada

ETS: Efluente Tanque Séptico

ns: no significativo

Fuente: EPA (2000)

Tabla 3.6 Valores de Conductividad Hidráulica

Para realizar el diseño existen ciertas consideraciones que deben ser tomadas en cuenta:

El sustrato (medio) en los humedales cumple varias funciones: (i) como material de enraizamiento para la vegetación, (ii) ayuda a la distribución/recolección del flujo a la entrada y la salida, (iii) provee un área superficial para el crecimiento microbial, y (iv) sirve como filtro y retenedor de partículas. Se recomienda que el medio sea de 5 a 20 mm de diámetro, y con una profundidad mínima de 100 mm. En las zonas de entrada y salida (ver ANEXO B. 2) el medio debería ser de 40 a 80 mm de diámetro para minimizar el taponamiento y debería extenderse desde la parte más alta hasta el fondo del sistema.

En cuanto a la pendiente (inclinación), la superficie del sustrato debería estar nivelada o casi nivelada para facilitar la plantación y las labores de mantenimiento. La pendiente del fondo debería ser diseñada sólo para drenaje del sistema, y no para suplir la conductividad hidráulica que requiere el sistema. Un enfoque práctico es dar una pendiente uniforme al fondo del humedal a lo largo del flujo desde la entrada hacia la salida para permitir el drenaje y mantenimiento cuando sea requerido. Ninguna investigación ha determinado una óptima pendiente, pero Chalk y Wheale (1989) recomiendan valores de 0,5 a 1,0 %.



El área superficial requerida, ecuación (21), es calculada en función del nivel de concentración requerida en el efluente y la carga orgánica superficial (ALR). Para DBO las ALRs son de $6\text{g/m}^2\cdot\text{día}$ y $1,6\text{g/m}^2\cdot\text{día}$ para alcanzar 30 y 20 mg/l en el efluente, respectivamente. Para los SST la ALR es de $20\text{g/m}^2\cdot\text{día}$ para alcanzar 30 mg/l en el efluente.

$$A = \frac{QC_i}{ALR} \quad (21)$$

El ancho se determina mediante la ecuación (20). El ancho máximo recomendado en el manual de la Tennessee Valley Authority (TVA) es de 61 m. Si el diseño determina valores mayores, se debe dividir el sistema en varios humedales, usando por lo menos dos en paralelo, usar un dispositivo de entrada ajustable con la capacidad de balancear el flujo; y usar un dispositivo de control ajustable a la salida con la capacidad de inundar y drenar el sistema.

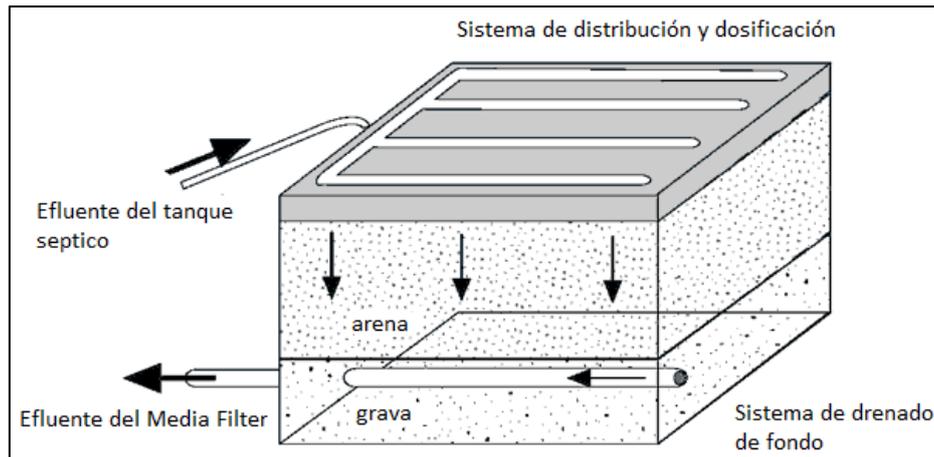
Muchas investigaciones han demostrado que la mayoría de DBO y SST son removidos en los primeros metros a la entrada del humedal (Bavor et al., 1989, Fisher, 1990), pero algunos recomiendan longitudes mínimas en el rango de 12 a 30 m para prevenir los cortocircuitos. La mínima longitud recomendada por la EPA es 15 m.

No existe una profundidad óptima para un humedal SSF. Según Gersberg (1983) la penetración total de las raíces en el sustrato es crítica para la remoción de contaminantes y se recomienda que la profundidad del sustrato se ajuste a la máxima profundidad de crecimiento de las raíces de las especies dentro del humedal. Las profundidades promedio más comunes para un SSF varían de 0,3 a 0,7 m y se recomienda profundidades de 0,4 a 0,6 m. Para el diseño se sugiere usar una profundidad máxima del agua de 0,5 m a la entrada del humedal y la profundidad del sustrato estará definida por el nivel del agua residual en la entrada y deberá estar alrededor de 0,1 m por encima de dicho nivel (EPA, 2000).

3.2.2. Reactor de Recirculación con Medio Filtrante

El reactor de recirculación con lecho filtrante, conocido como *Recirculating Packed Bed Filter* (RPBF) corresponde a unidades de tratamiento biológico y físico, usados ampliamente en el manejo de aguas residuales provenientes de hogares y de otros tipos de sistemas descentralizados (pequeñas comunidades).

Las partes que comúnmente componen un RPBF son: (i) un tanque de recirculación/dosificación, (ii) un sistema de bombeo, (iii) una red de distribución del agua residual, (iv) un sistema de drenado de fondo y (v) las líneas de recirculación (tuberías). El Gráfico 3.1 hace referencia de la estructuración del sistema.

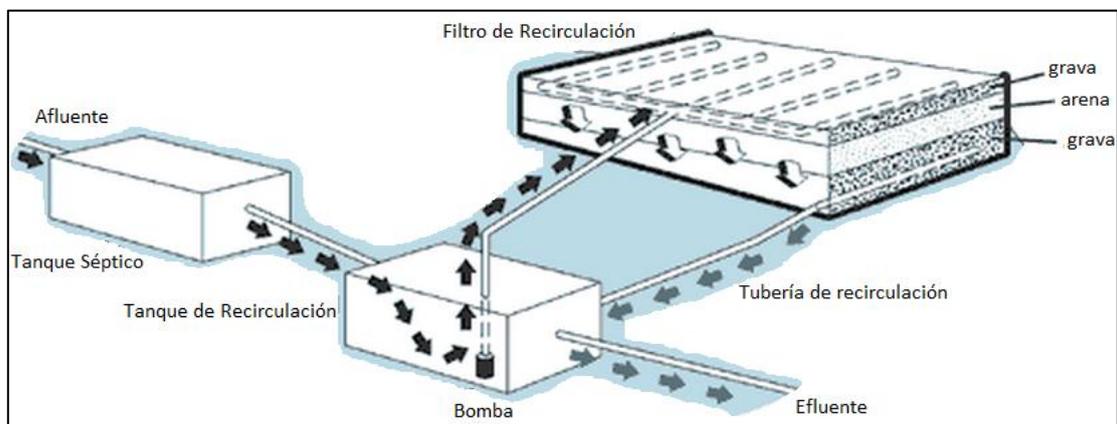


Fuente: www.web.deu.edu.tr, fecha de consulta: 05/02/2015.

Gráfico 3.1 Esquema general del Media Filter

3.2.2.1. Funcionamiento

La recirculación implica hacer circular el agua residual a través del filtro un determinado número de veces, permitiendo una filtración continua y el incremento de la descomposición bacteriana. El afluente de agua residual se almacena en el tanque séptico donde los sólidos se sedimentan y parte de la materia orgánica es descompuesta (Gráfico 3.2). El efluente líquido del tanque séptico es conducido, usualmente por gravedad, hacia un tanque de recirculación. Aquí el efluente que ha sido recirculado a través del filtro se mezcla con el efluente del tanque séptico. El efluente es bombeado repetidamente hacia el lecho del filtro y regresando nuevamente (por gravedad o bombeo) al tanque de recirculación. En el filtro, se lleva a cabo el tratamiento biológico a medida que el efluente atraviesa las diferentes capas del sustrato o medio. El efluente tratado es recolectado en el fondo y retornando al tanque de recirculación donde el ciclo se inicia nuevamente. Después de que el efluente ha pasado varias veces a través del filtro, un mecanismo de control expulsa el líquido para recibir el tratamiento final, que puede ser en sitio o mediante otro sistema más complejo.



Fuente: Adaptado de Innovative onsite sewage treatment systems series, Universidad de Minnesota, US.

Gráfico 3.2 Esquema de funcionamiento del RPF



3.2.2.2. Mecanismos de Remoción

Dentro de un filtro de recirculación los factores que influyen en la remoción de DBO, SST, aceites, grasas, turbiedad, nitrógeno, bacterias y virus, son el tamaño del sustrato dentro del filtro, la tasa de carga hidráulica por cada distribución del agua en el sustrato, y la tasa de aplicación de carga orgánica por cada ciclo de distribución (recirculación). Apenas se pone en marcha el sistema una fina película bacteriana se comienza a desarrollar en la parte superior del sustrato, ésta es de fundamental importancia debido a que retiene por medio de absorción microorganismos y material coloidal fino y soluble. El material retenido es descompuesto y oxidado posteriormente.

La materia orgánica soluble es removida instantáneamente, mientras que la materia coloidal absorbida es solubilizada enzimáticamente. En cada distribución de agua, una parte de los productos finales es transportada muy lejos dentro del lecho para ser removida desde el fondo del sustrato. Grandes partículas son retenidas dentro del filtro por medio de filtración, donde la remoción se da por medios mecánicos y la posibilidad de contacto. Al igual que la materia soluble y coloidal, los sólidos orgánicos gruesos también son tratados durante cada ciclo de distribución de agua. Debido a que la mayoría de sólidos son removidos en la parte alta del sustrato, la distribución de los sólidos dentro del filtro es no lineal, la mayoría se acumula entre los 100 y 200 primeros milímetros.

La importancia del tamaño del sustrato y la tasa de carga hidráulica radica en que, si el volumen de líquido aplicado es suficiente como para rellenar los poros del sustrato, cantidades de materia orgánica, partículas coloidales, y microorganismos pueden atravesar el filtro sin recibir tratamiento. Cuando el flujo pasa a través de la película bacteriana, el material soluble y coloidal presente en el agua residual es absorbido, y el oxígeno del aire contenido en los espacios intersticiales es transferido a través de una fina película líquida hacia las bacterias aerobias responsables de la oxidación de los compuestos orgánicos carbonáceos. Debido a que la absorción y la alta transferencia de oxígeno desde el aire juegan un papel importante en la operación de los filtros con recirculación, es imperativo que el flujo de líquido aplicado sobre el sustrato se dé en finas películas.

Cuando el flujo de líquido es una fina película, la oxidación de compuestos carbonáceos ocurrirá en la parte superior del lecho. Simultáneamente, el nitrógeno amoniacal será transformado en nitrito (nitrificación). Sucesivamente, el nitrito es convertido en nitrógeno gas (denitrificación) en micro sitios anóxicos dentro del filtro. Los organismos responsables de la denitrificación utilizan como fuente de energía carbón adsorbido en materia particulada. Para garantizar el rendimiento del filtro, los microorganismos presentes deben mantenerse en crecimiento endógeno. Si la materia orgánica es aplicada en exceso, la tasa de crecimiento bacterial se puede incrementar generando acumulación de material, acarreado un posible fallo del sistema. El flujo en una fina película es especialmente importante si se planea la remoción de virus.



El volumen de recirculación tiene importancia debido a que sirve para diluir el efluente del tanque séptico, de manera que la materia orgánica aplicada en cada recirculación, y absorbido en la película bacteriana, pueda ser procesada más fácilmente. En vista de que la profundidad que alcanza el nivel del agua durante las recirculaciones puede ser alta, es posible que pequeñas partículas coloidales, incluidas bacterias y virus, pasen a través del filtro sin ser absorbidas. La materia orgánica en el afluente es distribuida a gran profundidad dentro del filtro debido a la adición constante de líquido. Esta adición de volumen de líquido también sirve para arrastrar la materia orgánica parcialmente descompuesta dentro del filtro, residuos bacterianos, y otros desechos retenidos en la recirculación previa. El material arrastrado tiende a acumularse en el fondo del tanque de recirculación, por tanto, una trampa de sólidos se podría incluir para remover del filtro el material arrastrado antes de que se descargue en el efluente.

3.2.2.3. Criterios de Diseño

Entre los factores más importantes considerados en el diseño del RPFB se tienen (Crites, et al., 2000):

- Tipo y tamaño del medio
- Profundidad del medio de filtro
- Tasa de carga orgánica
- Dosificación
- Tasa de carga hidráulica
- Frecuencia y tasa de dosificación
- Distribución de la dosificación

A continuación se enuncian las recomendaciones propuestas por Crites & Tchobanoglous, (1998) para el diseño de los RPFB.

Los tipos del medio del filtro usados varían desde arena gruesa hasta grava fina. En cuanto se refiere al medio gravoso los tamaños varían de 1 a 6 mm, y para el material arenoso se recomienda un valor de 0,6 mm como tamaño efectivo (d_{10}).

Las profundidades para estos sistemas varían en un rango de 0,6 a 1,2 metros. De manera general, los *Recirculating Gravel Filter* (RGF) tienen una profundidad promedio de 0,6 m.

La carga hidráulica, en función del caudal máximo, varía entre 120 y 240 mm/día, mientras que la carga orgánica para el tratamiento del efluente de un tanque séptico es de 200 mm/día.

Para el caso de la carga orgánica, ésta comprende la materia orgánica particulada y soluble. A pesar de que las tasas de carga orgánica no están completamente definidas, se recomienda valores entre 0,01 y 0,04 kg DBO/m² día.

Los radios de recirculación, generalmente se encuentran entre la relación 4:1 a 5:1. Los intervalos de dosificación pueden ser definidos acorde a una variable



de tiempo, y son típicamente valores menores al rango entre 1 y 5 minutos en función del tiempo de apagado del sistema (12 a 25 minutos).

Finalmente, para completar el diseño de un *Recirculating Media Filter* es necesario tener en cuenta los elementos que permitirán el funcionamiento del sistema, así como también analizar ciertas consideraciones dadas, consecuentemente, entre las principales se tiene:

- Mecanismos de división del caudal
- Mecanismos de dosificación

A continuación, en la Tabla 3.7, se tienen los parámetros básicos que definen el diseño de un RPBF.

FACTOR DE DISEÑO	UNIDAD	RANGO	VALOR RECOMENDADO
Sustrato			
Material		Durable y lavado	
Tamaño efectivo	mm	1-5	2,5
Profundidad	mm	450-900	600
UC (*)		<2,5	2,0
Drenado de fondo			
Tipo		Tubería de fondo con ranuras u orificios	
Tamaño efectivo	mm	75-100	100
Pendiente	%	0-0,1	0
Distribución de la presión			
Tamaño de la tubería	mm	25-50	35
Tamaño del orificio	mm	3-6	3
Carga sobre el orificio	m	1-2	1,5
Espaciamiento lateral	m	0,5-1,2	0,6
Espaciamiento entre orificios	m	0,5-1,2	0,6
Parámetros de diseño			
Carga Hidráulica	mm/día	120-200	160
Carga de DBO	kg DBO/m ² .día	0,01-0,04	<0,025
Radio de recirculación		3:1-5:1	4:1
Tiempo de dosificación			
Tiempo de prendido	min	<2-3	<2-3
Tiempo de apagado	min	15-25	20
Dosificación			
Frecuencia	veces/día	48-120	
Volumen por orificio	l/orificio.dosificación	3,8-11,4	7,5
Volumen de tanque de dosificación	caudal/día	0,5-1,5	1

Fuente: Crites & Tchobanoglous, (2000)

Tabla 3.7 Criterios generales de diseño para el RPBF



3.2.2.4. Procedimiento de Diseño

El diseño utiliza como principales parámetros de entrada: la concentración de DBO y SST en el efluente del tanque séptico, la carga hidráulica aplicada, el radio de recirculación, el número de dosificaciones mínimas por día, el tamaño del orificio en las tuberías de distribución y la pérdida de presión sobre cada orificio. A continuación se detallan las correspondientes ecuaciones empleadas:

3.2.2.4.1. Tamaño del filtro

$$A = \frac{Q_{max}}{HLR} \quad (22)$$

Siendo,

A el área superficial del filtro, en m^2 .

Q_{max} el caudal máximo de agua residual que ingresa al sistema, en m^3 .

HLR la carga hidráulica, en $m^3/m^2.día$

3.2.2.4.2. Carga orgánica

$$L_{org} = HLR * C_i \quad (23)$$

Siendo,

L_{org} la carga orgánica del contaminante, en $Kg/m^2.día$

C_i la concentración del contaminante en el afluente, en kg/m^3 .

El valor resultante de la ecuación (23) tiene que corresponder al rango establecido en la Tabla 3.7.

3.2.2.4.3. Número de tuberías laterales y orificios

$$Número\ de\ tuberías = \frac{(A-2a)}{b} + 1 \quad (24)$$

$$Número\ de\ orificios = \frac{(L-2a)}{b} \quad (25)$$

Siendo,

A y L el ancho y el largo del filtro respectivamente, en m.

a es la separación entre la tubería y el borde del filtro, en m.

b es el espaciamiento entre orificios, en m.

3.2.2.4.4. Flujo por dosificación y flujo en cada tubería

$$\frac{Flujo}{dosificación} = \frac{Q_m * r}{d_{min}} \quad (26)$$

$$\frac{Flujo}{tubería} = \frac{Flujo/dosificación}{Número\ de\ tuberías} \quad (27)$$

Ambos flujos, ecuación (26) y (27), expresados en $m^3/dosificación$.

Siendo,



Q_m el caudal promedio de agua residual, en $m^3/día$.
 r el número de recirculaciones en cada dosificación.
 d_{min} el número mínimo de recirculaciones, en veces/día.

3.2.2.4.5. Descarga en cada orificio

$$q_n = 2.45C(D^2)\sqrt{2gh_n} \quad (28)$$

Siendo,

q_n la tasa de descarga en cada orificio, en gal/min.orificio.
 C la constante de descarga en función del material de la tubería.
 D el diámetro máximo de las partículas del sustrato, en pulgadas.
 g la aceleración debido a la gravedad, en pie/segundo².
 h_n la carga residual en el orificio, en pies.

3.2.2.4.6. Duración del flujo y el volumen total descargado

$$\frac{\text{Tasa de flujo}}{\text{tubería}} = \frac{q_n}{\text{Número de orificios/tubería}} \quad (29)$$

$$Q_T = \left(\frac{\text{Tasa de flujo}}{\text{tubería}} \right) * \text{Número de tuberías} \quad (30)$$

La *Tasa de flujo/tubería* expresado en l/min.tubería y Q_T expresado en l/min.

$$\text{Duración} = \frac{\text{Flujo/dosificación}}{Q_T} \quad (31)$$

La ecuación (31) es expresada en minutos/dosificación. A partir de este tiempo se determinan los correspondientes períodos de encendido y apagado.

3.2.3. Humedales Recíprocos

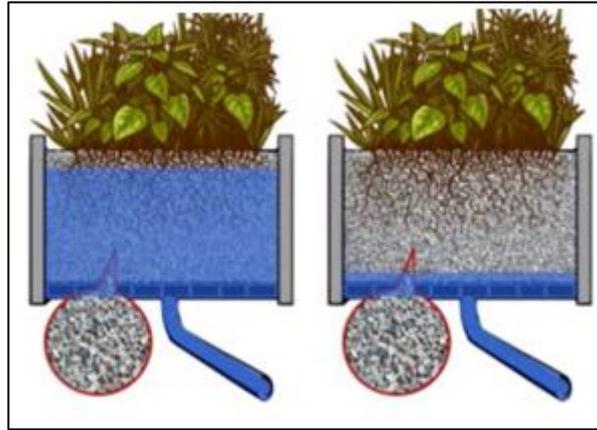
Los humedales artificiales recíprocos, conocidos como *Reciprocating Wetlands*, son sistemas de tratamiento que, debido a su geometría y configuración constructiva, permiten el llenado y drenado frecuente de sus celdas contiguas. Esta técnica operativa transforma el sistema de humedales en un reactor biológico de película fija, en donde es posible el control del potencial redox alternando zonas aerobias y anaerobias.

Este tipo de humedales pueden ser utilizados de forma independiente, como complemento de un sistema convencional de tratamiento o como componente de un complejo sistema integrado de tratamiento de agua residual.

Los sistemas recíprocos permiten la manipulación de las funciones del tratamiento de aguas residuales mediante el control de parámetros, tales como: tiempo de retención hidráulica, frecuencia de la reciprocidad, tiempo de ciclo de reciprocidad, y tamaño y composición del sustrato. Estas mejoras tecnológicas de humedales han sido usadas para el tratamiento de aguas residuales domésticas y municipales, y para mezcla de corriente de agua residual que contienen ácidos, compuestos recalcalcificantes, solventes, compuestos anticongelantes, metales pesados, explosivos y nutrientes de fertilizantes.

La tecnología de tratamiento se basa en una combinación de diseño y funcionamiento de varios factores, (Behrends, et al., 1999) incluyendo:

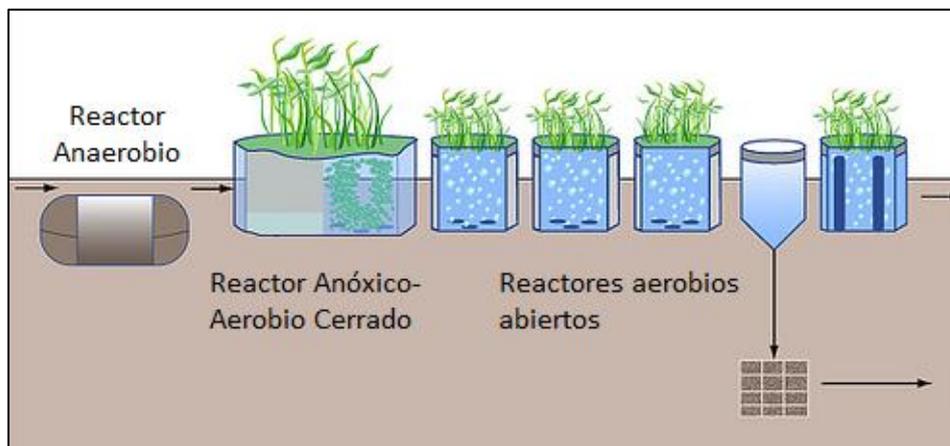
- Establecimiento de frecuentes ciclos de llenado y drenado, que son generalmente independientes del caudal afluente, en el Gráfico 3.3 se muestra la reciprocidad del flujo en el sistema.



Fuente: Adaptado de Living Machine Inc.

Gráfico 3.3 Esquema de funcionamiento de los Humedales Recíprocos

- Capacidad para “desplazarse” rápidamente entre ambientes anóxicos, aerobios y anaerobios en forma recurrente y controlada (Gráfico 3.4) promoviendo una alta diversidad microbiana y un amplio rango de reacciones bióticas y abióticas.



Fuente: Adaptado de Living Machine Inc.

Gráfico 3.4 Ambientes de exposición de tratamiento biológico.

- Selección y distribución de sustratos específicos para las capas, para mejorar la conductividad hidráulica, biofiltración, adsorción y generación de alcalinidad.

Este nuevo proceso de los humedales de flujo vertical provee una aeración limitada a la masa de agua ($2-4 \text{ gr O}_2/\text{m}^2/\text{día}$), pero facilitan una rápida y frecuente oxigenación en la zona de raíces y en la bio-película de sustrato.



A comparación de los humedales convencionales de flujo vertical, los humedales recíprocos son independientes (ciclos de llenado y drenado) de la tasa de flujo del afluente (Cooper, et al., 1997). Permiten además la frecuente exposición de bio-películas microbianas a ambientes aerobios, anaerobios y anóxicos.

La secuencia entre medios aeróbicos y anaeróbicos facilita la remoción de metales, nitrificación/denitrificación, remoción biológica del fósforo y el rompimiento de varios compuestos recalcitrantes (Zitomer, et al., 1993).

Durante el ciclo de drenado, una fina capa de agua rodea las raíces de las plantas y las bio-películas del sustrato son expuestas al oxígeno atmosférico. La difusión del oxígeno a través de esta delgada película es rápida, por el contrario, toma días o hasta semanas saturar las columnas de agua desoxigenadas de poca profundidad, tales como aquellas asociadas con humedales de flujo superficial y sub superficial (Behrends, et al., 1993). El ciclo de drenado permite además la supersaturación de gases metabólicos, como el dióxido de carbono (CO_2), para pasar desde la bio-película hasta la atmosfera, la liberación del CO_2 ayuda a mantener el valor de pH cercano al neutro, y promueve la precipitación abiótica de los componentes de fósforo y calcio de baja solubilidad.

Durante el consecuente ciclo de llenado, la bio-película microbiana es bañada en agua anóxica y/o anaerobia, en donde las condiciones de reducción pueden ser óptimas para la reducción microbiana inducida de metales, nutrientes y otros compuestos recalcitrantes.

Debido a que los ambientes contiguos de tratamiento son alternados de seis a doce veces por día, el sistema está en flujo continuo y ningún grupo microbiano en particular puede predominar. Esto promueve el desarrollo de una biomasa microbiana estable de alta diversidad, que es la clave para el tratamiento de aguas residuales mezcladas.

3.2.3.1. Criterios de diseño

Los humedales recíprocos pueden estar conformados por varias celdas contiguas rectangulares, simétricas o asimétricas, operando en paralelo o en serie. La profundidad de cada celda puede estar entre 1 y 3 metros, pudiendo ser más profunda en el caso de que no se disponga de suficiente terreno.

Se debe impermeabilizar de alguna forma cada celda, se puede utilizar una capa de material impermeable para evitar la percolación.

Como medio de tratamiento se puede utilizar varios tipos de sustratos graduados para el relleno de las celdas, tales como piedra caliza, gravas de río y gravilla. Como borde libre, debe ser incorporado al diseño por lo menos 30 centímetros para contrarrestar la acumulación de agua ocasionada por las precipitaciones.

Grandes sustratos en el fondo, trabajando en conjunto con tubería de subdren, facilitan el movimiento del agua hacia las estaciones de bombeo, mientras que

pequeños sustratos de roca superpuesta incrementan significativamente el área superficial del mismo para el desarrollo de bio-película microbiana y la difusión de gas.

Inicialmente se utilizaban tuberías en U para trasportar el agua de una celda a otra, pero actualmente han sido reemplazadas por el uso de bombas centrífugas de baja carga y alto volumen, las cuales se escogen en función del caudal requerido para alcanzar un llenado-drenado de determinada profundidad en un tiempo específico. Las bombas son programadas con base en temporizadores para encender o apagar los ciclos de bombeo.

La remoción de contaminantes está en función del tiempo de retención hidráulico (TRH), que a su vez está influenciado por la corriente de agua residual, el tipo de contaminantes y el nivel de remoción esperado. El TRH presenta un rango de variación entre 1 y 15 días.

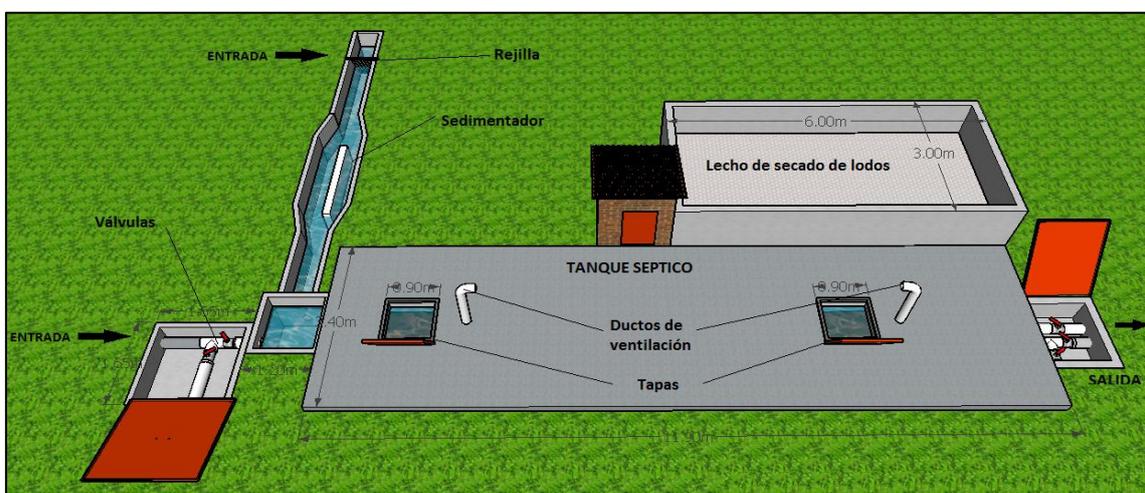
3.3. ANÁLISIS DE SOSTENIBILIDAD DE LAS SOLUCIONES PLANTEADAS

3.3.1. Descripción del Sistema Actual

Actualmente, la planta de tratamiento de aguas residuales de Churuguzo, comprende un área de 4181,60 metros cuadrados. El ingreso del agua hacia el sistema se da a través de diferentes pozos y cámaras de paso, que conducen el flujo de agua hasta la fosa séptica, en donde tiene lugar el tratamiento anaerobio, y continua a los humedales artificiales como parte del tratamiento secundario. Además dispone de un lecho de secado de lodos para llevar a cabo la deshidratación a cielo abierto. Como parte de las estructuras complementarias se tienen casetas usadas como bodegas.

3.3.1.1. Sedimentador

Es una estructura que forma parte del ingreso del flujo de agua al tanque séptico con la finalidad de retener el material grueso proveniente de las aguas residuales por lo que dispone de una rejilla en la zona de entrada. Tiene 1,0 metro de profundidad, 0,71 y 8,50 metros de ancho y largo respectivamente.



Fuente: Once & Ruiz, (2014)

Gráfico 3.5 Estructura de Sedimentación de la PTAR de Churuguzo

En el Gráfico 3.5 se muestra el esquema que actualmente tiene el sistema de tratamiento, incluyendo el tanque sedimentador, el tanque séptico, el lecho de secado de lodos y la caja de válvulas que controla y regula el sistema.

3.3.1.2. Tanque Séptico

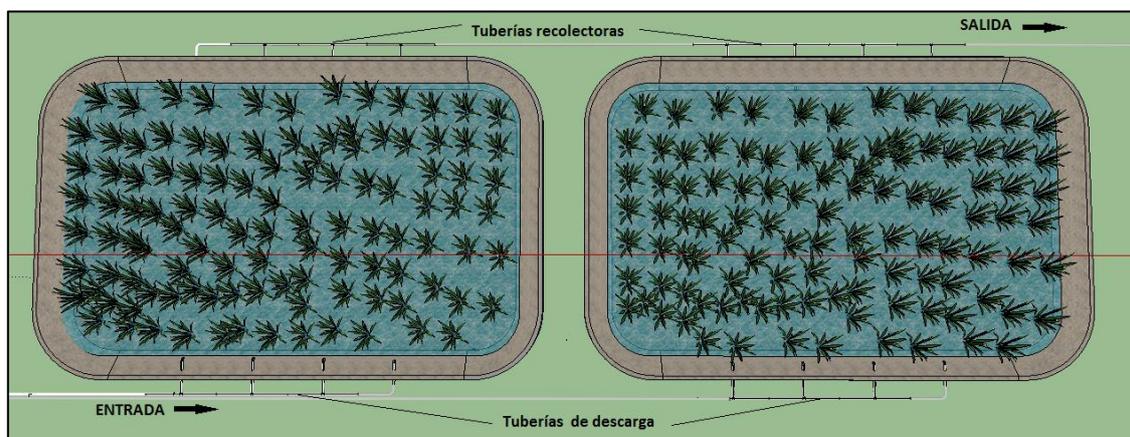
Corresponde a una estructura rectangular (refiérase al Gráfico 3.5) de dimensiones: 3,40 m de ancho, 11,90 m de largo y 2,70 m de profundidad. Está conformada por una tapa de hormigón armado de 0,15 metros de espesor, en donde existen dos tapas de revisión así como también ductos de ventilación para la liberación de gases generados. En el interior del tanque existe una pantalla de hormigón ubicada a 8,0 metros desde la entrada, la cual divide la fosa en dos cámaras de tratamiento, la primera sirve como un sedimentador secundario, el agua permanece parcialmente en reposo y empieza el tratamiento anaerobio, formando espumas y el lodo residual por la acción de los microorganismos; la segunda cámara ayuda a aumentar el tiempo de retención disminuyendo la cantidad de material orgánico y contaminantes presentes en el agua residual.

3.3.1.3. Lecho de Secado de Lodos

Es el último componente que forma parte de esta zona de la planta de tratamiento. Tiene forma rectangular de dimensiones 3,0 por 6,0 metros. Actualmente no se encuentra en funcionamiento, por lo cual su estado es deteriorado debido a la falta de mantenimiento que ha recibido.

3.3.1.4. Biofiltros o Humedales

Como se ha indicado, la planta de tratamiento consta de dos humedales, como se muestra en el Gráfico 3.6, de igual dimensión: 34,5 m de ancho; 25 m de largo y 1,5 m de profundidad. El sistema funciona en paralelo, para lo cual se requiere del uso de una tubería perforada a los costados de los humedales para distribuir el flujo adecuadamente. En el interior de los humedales se encuentran las plantas acuáticas cuya función es la asimilación de la materia orgánica y un lecho de material granular de soporte.



Fuente: Once & Ruiz, (2014)

Gráfico 3.6 Sistema de Humedales de la PTAR de Churuguzo



3.3.2. Consideraciones de Diseño

Como se ha visto, en el estudio de las propuestas tecnológicas planteadas, el diseño requiere una serie de parámetros específicos. Cada método presenta variables y consideraciones propias para el dimensionamiento y cálculo de remoción de los contaminantes. Consecuentemente, es necesario establecer valores fijos para las concentraciones de entrada y salida del flujo de agua, temperatura, profundidad del medio, entre otros, con la finalidad de comparar cuantitativamente las ventajas y desventajas que se dan entre los diferentes métodos de diseño. En la Tabla 3.8 se muestran los valores que han sido considerados para efectuar los distintos diseños.

Nótese que el valor de 25 mg/l como concentración de DBO límite del efluente es mucho más estricto que la norma establecida en los Textos Unificados de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (TULSMA), sin embargo se lo determina en función de los límites de calidad de legislaciones en otros países del primer mundo, que concuerda con el objetivo que busca alcanzar ETAPA EP.

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR	OBSERVACIONES
Caudal	l/s	5	
DBO Afluente	mg/l	90	
DBO Efluente	mg/l	25	
DQO	mg/l	300	
Fósforo Total	mg/l	0,071	Como fósforo
Nitrógeno Total	mg/l	11	Como nitrógeno
Sólidos Totales	mg/l	300	
Temperatura del agua	°C	14,6	

Tabla 3.8 Valores de parámetros considerados para el diseño

3.3.3. Humedales de Flujo Horizontal Sub-superficial

El diseño está básicamente centrado en la determinación del área requerida para alcanzar una concentración de DBO en el efluente, por lo que, con base en el afluente, dicha remoción será del 72%. Al determinar el valor del área necesaria se procede al cálculo de las concentraciones finales de los demás parámetros (Tabla 3.8) aplicando los conceptos dados por cada método.

3.3.3.1. Método de Kadlec and Knight

Como se indica en la Tabla 3.4, existen dos criterios que han sido considerados para el cálculo del área necesaria para alcanzar una DBO final de 25 mg/l. Los resultados se adjuntan en las tablas, Tabla 3.9 y Tabla 3.10, en donde se muestran además los valores alcanzados de remoción de otros compuestos.

Es necesario acotar que para cada método se tienen dos diseños en función de la concentración del contaminante en el fondo del lecho, la cual es considerada únicamente en el segundo diseño.



30-60% si el sistema se diseña con una profundidad media de la lámina de agua de 0,3 m”.

Para el primer caso, sin considerar la carga de contaminante de fondo, el área requerida para cumplir con la remoción impuesta es de 6917,04 m², valor aproximadamente 8 veces superior al área actual que ocupan los humedales del sistema de tratamiento, aunque la carga orgánica es de 5,621 gr DBO/m².d, el cual es menor al límite citado de 6 gr DBO/m².d. Para el caso en donde se toma en cuenta la CCF, se requiere un área de 8565,58 m², el cual es un valor considerablemente alto, no obstante, la carga orgánica superficial alcanza un valor de 4,539 gr DBO/m².d. Al igual que la discusión para el método dado por Kayombo (2005), no se justifica el uso de la CCF para disminuir únicamente 1,00 gr DBO/m².d, adicionalmente, se tiene una diferencia de 1650 m² entre las metodologías planteadas.

3.3.3.2. Método de Diseño de Reed

El método de Reed presenta como particularidad que para el cálculo de la tasa de reacción utiliza una corrección de temperatura, tomando como referencia 20 °C, para acoplarse a las condiciones del medio en donde se implantará el sistema. De acuerdo a los resultados mostrados en la Tabla 3.11, para la remoción de un 72 % de DBO, previamente fijado en las consideraciones de diseño, el área requerida es de 3515 m² que es aproximadamente cuatro veces mayor al área que actualmente ocupan los humedales en la PTAR de Churuguzo. La remoción de SST y NT es superior al 80 %, con concentraciones en el efluente que podrían cumplir fácilmente con la normativa que rige en el país para vertidos en cuerpos de agua dulce.

ÁREA REQUERIDA	COMPUESTO	UNIDAD	EFLUENTE	REMOCIÓN
3514.79	DBO	mg/l	25,00	72,22%
	SST	mg/l	35,80	88,07%
	NT	mg/l	2,09	81,04%
	PT	mg/l	0,057	19,92%
	P	mg/l	1,01E+06	56,16%
SST: Sólidos Suspendidos Totales			PT: Fósforo Total	
NT: Nitrógeno Total			P: Patógenos	

Tabla 3.11 Diseño bajo consideraciones dadas por Reed (1995)

La carga orgánica superficial (ALR) es de 11,06 gr DBO/m².d, que es superior al valor de 6,00 g DBO/m².d recomendado por varios autores y agencias (por ejemplo la US-EPA). Además el tiempo de retención hidráulica es de 1,59 días.

Existe una remoción considerable de compuestos como SST, NT y P. Los valores mostrados en la Tabla 3.11 reflejan la eficiencia del método para parámetros distintos a la DBO, consecuentemente, los porcentajes de remoción expuestos son satisfactorios para dar cumplimiento a la normativa nacional



actual dada en los Textos Unificados de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (TULSMA), ver Anexo D.

Por lo expuesto anteriormente, si bien con el método de Reed se alcanza una aceptable remoción de los contaminantes, el requerimiento de área es alto, lo cual se considera una desventaja, debido a que su emplazamiento estaría fuera de los límites de disponibilidad de terreno.

3.3.3.3. Método de Diseño de la US-EPA

El diseño dado por la EPA norteamericana se considera un método conservador, debido al hecho de que plantea cargas orgánicas superficiales fijas, de 6,00 y 20,00 gr/m²·d para DBO y SST, respectivamente, con la finalidad de alcanzar concentraciones en el efluente de 25 mg/l para DBO y 30 mg/l para SST. El área se calcula en base a dichas concentraciones esperadas y como se muestra en la Tabla 3.12 el valor calculado de área es considerablemente alto, 6480 m², quedando totalmente fuera de los límites actuales del sistema de tratamiento de la comunidad de Churuguzo.

El mayor empirismo radica en el hecho de que, para el establecimiento de constantes como la ALR y la conductividad hidráulica, el método toma como base un conjunto de datos de alta calidad procedentes de estudios realizados en los Estados Unidos por varias Agencias y Universidades. A pesar de que los datos obtenidos están debidamente justificados y probados, no resulta del todo adecuada su adopción sin realizar correcciones previas por distintos factores (principalmente temperatura), de esta manera, no se puede generalizar con tanta facilidad para cualquier región.

ÁREA REQUERIDA	COMPUESTO	ALR (g/m ² ·d)	EFLUENTE (mg/l)	REMOCIÓN
6480.00	DBO	6	25,00	72,22%
	SST	20	30,00	88,07%

DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno
SST: Sólidos Suspendidos
Totales

Tabla 3.12 Diseño bajo consideraciones dadas por la US-EPA (2000)

3.3.4. Reactor de Recirculación con Medio Filtrante

Como se indicó en la sección de diseño del RPBF, se requiere la adopción de varios parámetros para dar paso al cálculo de las ecuaciones enunciadas que delimitan: área, carga, volumen, tiempos (encendido-apagado), dosificación (periodo, concentración), etc. No obstante, dichos valores han sido determinados con base en la experimentación recopilada por Crites & Tchobanoglous (1998), por lo cual se limita los resultados a casos estudiados y analizados por los autores en mención. En la Tabla 3.13 se encuentran los principales valores seleccionados para el diseño.



PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR ESCOGIDO
Profundidad del medio	mm	600,00
Tipo de tubería	Tubería de fondo con orificios	
Tamaño de la tubería	mm	35,00
Tamaño del orificio	mm	3,00
Altura hidráulica en los orificios	m	1,52
Espaciamiento lateral	m	0,50
Espaciamiento entre tuberías	m	1,00
Espaciamiento entre orificios	m	1,00
Carga Hidráulica	mm/día	170,00
Dosificación		
Frecuencia de dosificación	veces/día	110,00

Tabla 3.13 Valores seleccionados para el diseño del RPBF

Consecuentemente, los resultados se adjuntan en la Tabla 3.14, en donde se tiene las principales dimensiones del tanque de recirculación, así como también la configuración del sistema de distribución (tuberías y número de orificios).

Mediante la ecuación (23) se determinó un valor de la tasa de orgánica de 15300 gr DBO/m².día, el cual cumple con el límite establecido por los criterios de diseño. Existe además un alto consumo energético ocasionado por los cortos tiempos de apagado que tiene el sistema para realizar la dosificación necesaria, de esta forma se tiene una relación aproximada de 1:3 entre tiempos de encendido-apagado, lo que indica que el sistema de dosificación entrará en funcionamiento cada 10 minutos. Finalmente, se tiene como resultado periodos de tiempo de recirculación de 13,09 minutos.

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR
Largo adoptado	m	86,00
Ancho adoptado	m	38,00
Área total del medio	m ²	3268,00
Número de tuberías a lo largo	#	38
Número de orificios en la tubería	#	85
Caudal descargado por dosificación	l/dosificación	19636,36
Caudal descargado por tubería	l/tubería.dosificación	516,75
Tiempo de prendido (dosificación)	min	3,70
Tiempo de apagado (dosificación)	min	9,40

Tabla 3.14 Valores de diseño para el RPBF

Es necesario acotar que el diseño corresponde estrictamente al dimensionamiento del sistema, no obstante, se requieren además accesorios complementarios que permitan el buen rendimiento, concretamente bombas y tuberías de fondo, cuyo diseño está basado en los requerimientos del RPBF (potencia de bomba, tiempos de apagado-prendido, caudal a transportar).



3.3.5. Humedales Recíprocos

Los humedales recíprocos, como ya se explicó, pueden estar conformados por celdas contiguas con la finalidad de permitir la alternabilidad entre drenado y llenado de las mismas. Para el dimensionamiento del área total existen dos metodologías que se pueden usar debido a las limitaciones existentes en cuanto al acceso a dicha tecnología. Se trata en realidad de una Patente dada por la empresa *Living Machine Inc., USA*. El conocimiento en cuanto al diseño estructural del sistema es incierto, sin embargo, representantes de la Empresa citada han manifestado que el dimensionamiento se lo puede hacer considerando:

- Un requerimiento de área en función del volumen de agua residual a ser tratada: 75 pies² por cada 1000 galones (aproximadamente 1,84 m² por cada m³).
- Un requerimiento de volumen en función de la concentración de DQO en el afluente: 190 gr de DQO/día pueden ser tratados en 1 m³.

3.3.5.1. Requerimiento de área en función de volumen

En primera instancia la empresa *Living Machine Inc.* establece un valor de 150 pies² por cada 1000 galones. Posteriormente el valor se redujo a la mitad justificándose en el tipo de aguas residuales que existen en Estados Unidos y en Ecuador.

Manteniendo los criterios de diseño y un caudal de 5 l/s, se requiere un área total de 795,17 m². El valor resultante es factible constructivamente, no obstante implica un costo de \$1.141.223,80 si se considera \$10 por cada galón de agua tratada, mientras que considerando un valor de \$20 por galón se tiene un costo de inversión de \$2.282.447,60. Adicionalmente, se requiere un tablero electrónico para controlar el sistema, cuyo costo aproximado es de \$50.000,00.

Los valores determinados no tienen justificación bibliográfica, son únicamente valores dados por los representantes corporativos de *Living Machine Inc.*

Si bien la efectividad de los valores de diseño seguramente ha sido comprobada por la Empresa, no pueden ser adoptados directamente, debido a que la situación en Estados Unidos por ningún motivo es igual a la situación actual del Ecuador, concretamente en costos de operación y mantenimiento, mano de obra, valor de terreno, bombas, tuberías, etc. Además, en vista de que los criterios de diseño no son claros ni fundamentados, adoptar este tipo de sistema sería como contar con una especie de “caja negra” donde no existe conocimiento de la ingeniería interior.

3.3.5.2. Requerimiento de volumen en función del DQO

Se asume que 1 m³ puede llegar a tratar 190 gr de DQO por día, por lo cual consiste en estrictamente determinar la carga de la demanda química de oxígeno con su respectivo volumen requerido.



Una vez calculado el volumen se puede determinar el área debido a que se recomienda valores de 5,0 y 10,0 pies de profundidad, la Tabla 3.15 muestra los resultados obtenidos con las variaciones planteadas.

CAUDAL	CONCENTRACION DIARIA DE DQO	VOLUMEN	PROFUNDIAD	AREA REQUERIDA
l/seg	gr	m3	m	m2
5,00	129600	682,11	1,52	447,23
			3,05	223,61
6,40	165888	873,1	1,52	572,45
			3,05	286,23

Tabla 3.15 Valores de diseño de los Humedales Recíprocos

Las posibles variaciones que pueden ser consideradas dentro de este diseño corresponden al uso del caudal promedio y caudal pico, en este caso se ha usado el máximo caudal registrado en la evaluación del sistema realizada por Once y Ruíz (2014).

La ventaja de este diseño radica en el bajo requerimiento de terreno para ubicar las celdas de los humedales recíprocos, no obstante, el dimensionamiento está basado únicamente en la concentración de DQO, sin considerar otros factores igual de importantes, como por ejemplo la DBO. Además, el diseño está simplificado, y nuevamente carece rigurosidad en las referencias bibliográficas.

3.4. SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA MÁS APROPIADA

Una vez que se han realizado y analizado los diseños de las diferentes tecnologías planteadas, con sus respectivos casos de estudio, es imperativo determinar la más apropiada en función de aspectos tanto técnicos como económicos. De esta forma, se tienen las siguientes observaciones:

Los humedales de flujo horizontal sub-superficial fueron evaluados planteando diferentes casos de estudio, y la variación entre cada uno resulta evidente. A pesar de que los diseños usados para la determinación de la configuración y remoción de contaminantes de los humedales han sido probados extensamente y adoptados para casos particulares de regiones, es conveniente determinar cuál de los métodos planteados tiene una mayor aproximación al funcionamiento y requerimiento de área de emplazamiento del sistema actual, por lo cual se realizó un proceso iterativo inverso, de esta forma, con las condiciones actuales del sistema (área, caudal, temperatura, concentraciones a la salida, etc.) se determinó los valores de concentración de DBO en el afluente, resultando que si no se considera carga de contaminante de fondo, el método de Kayombo es el que más se ajusta al sistema actual.

El *Recirculating Media Filter* permite obtener remociones altas de diferentes compuestos debido a la recirculación del flujo, no obstante el área requerida es mucho mayor de la que se dispone actualmente. Se debe considerar además que en vista de la necesidad de contar con un sistema de distribución de flujo



(para dosificación y salida del efluente) el mantenimiento que debe recibir el sistema es mayor al que se lleva a cabo en los tradicionales sistemas de humedales artificiales. La metodología usada para el diseño de los RPBFs está basada en valores tabulados con base en la experiencia e investigación, los cuales presentan todavía una importante incertidumbre. Por lo tanto, dichos valores deben ser asumidos con mucho criterio, dado que aún se requiere mucha investigación para ajustarlos a las condiciones de nuestra región.

El diseño del *Reciprocating Wetland* está completamente simplificado y no tiene justificación bibliográfica. Si bien es cierto *Living Machine Inc.* es una empresa reconocida y logró la patente después de muchos años de ardua investigación y experimentación, no resulta favorable adoptar estos valores como correctos con las condiciones actuales del sistema (caudal, temperatura, calidad y tipo de agua residual). Además, en términos económicos la implementación de este sistema es absolutamente restrictiva, desde la adquisición de la patente hasta el alto costo de sus componentes, incluyendo el tablero electrónico que permite regular y controlar la eficiencia del sistema. Consecuentemente, por el momento no se considera factible la utilización de este tipo de tecnología para el tratamiento de aguas residuales en las comunidades rurales de nuestra región, ya que en términos de eficiencia *versus* costo no resulta comparable con otras propuestas tecnológicas que se podrían llegar a implementar.

Finalmente, con base en lo enunciado con anterioridad, se considera que la mejor solución para el tratamiento de las aguas residuales de la comunidad de Churuguzo, es el rediseño de la tecnología actual, es decir el uso de humedales de flujo horizontal sub-superficial, debido a que existe mayor confiabilidad en cuanto a la ingeniería del sistema y los procesos de remoción, además de la menor incertidumbre en los parámetros de diseño, mayor referencia bibliográfica, y evidentemente una predicción cercana a lo que será el comportamiento de la PTAR. Se cuenta además con la estructura para el proceso de sedimentación (tanque séptico), lo que permitirá la máxima utilización de la infraestructura actual con el consecuente impacto económico positivo para la empresa.



4. DISEÑO DEFINITIVO

Corresponde al dimensionamiento completo del sistema, en este caso se trata particularmente del rediseño de la planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Churuguzo usando la tecnología con la que actualmente se cuenta. El proceso, además de comprender un redimensionamiento, supone también la adición de elementos y estructuras para mejorar el funcionamiento y eficacia del sistema en todos los aspectos posibles (técnico, económico y social). Para garantizar una adecuada puesta en marcha de la planta se debe incluir el proceso de operación así como también el mantenimiento al que las estructuras del sistema final deberían estar sometidas.

4.1. DISEÑO DEFINITIVO

Como se indicó anteriormente, el proceso radica en el rediseño del sistema actual, esto es: estructuras de entrada, tanque séptico y humedales.

En función del recorrido del flujo de agua residual a lo largo del sistema hasta su disposición final en el cauce, se recomienda dividir el sistema en 5 etapas:

- Primera etapa: tratamiento preliminar (estructuras de entrada).
- Segunda etapa: proceso de sedimentación y tratamiento anaerobio en el tanque séptico.
- Tercera etapa: sistema de tuberías de conexión entre el tanque séptico y los humedales.
- Cuarta etapa: proceso de tratamiento en los humedales.
- Quinta etapa: recolección y descarga del efluente.

Consecuentemente, se realiza el diseño y configuración geométrica que cada elemento del sistema debe tener, haciendo énfasis en las estructuras de tratamiento de aguas residuales. Es necesario acotar que la tercera y quinta etapa se incluyen dentro del diseño de los humedales artificiales debido a que existen ciertas recomendaciones de diseño en cuanto a las tuberías de distribución en humedales.

4.1.1. Tratamiento Preliminar

Si bien es cierto, con las estructuras de entrada no se logra una remoción en lo que concierne a la concentración de los contaminantes, el pretratamiento juega un papel fundamental debido a que mediante operaciones físicas, químicas y mecánicas se trata de separar del agua la mayor cantidad posible de materias que, por sus propias características (naturaleza y tamaño), pueden causar daños a las estructuras y tratamientos posteriores dentro de la planta, disminuyendo por ende su eficiencia.

4.1.1.1. Canal de entrada

El canal debe ser de hormigón, con forma rectangular y pendiente de fondo igual a 1,0 %. Para el diseño se tienen las siguientes consideraciones:



- Caudal Máximo Horario: $Q_{MH}=6,40$ l/s (resultado de las evaluaciones realizadas).
- Coeficiente de rugosidad: $n= 0,013$ (para revestimiento de hormigón).
- Velocidad de aproximación (V): $0,30 - 0,60$ m/s (propuesta por Crites & Tchobanoglous, 2000).

El área de la sección transversal se determina mediante la ecuación de la continuidad, ecuación (32). En función del diámetro de la tubería de llegada del sistema de alcantarillado, e imponiendo un valor (b) para el ancho del canal, se calcula la profundidad del flujo (Y) mediante la ecuación (33):

$$A = \frac{Q_{MH}}{V} \tag{32}$$

$$Y = \frac{A}{b} \tag{33}$$

Al valor obtenido en la ecuación (33) se adiciona un valor de profundidad extra, igual al ancho del canal, para que no trabaje a sección llena.

El canal debe ser lo suficientemente largo como para evitar la turbulencia junto a las barras.

4.1.1.2. Rejilla (cribado)

Las rejas se utilizan para proteger bombas, válvulas, tuberías y otros elementos, contra los posibles daños u obstrucciones provocadas por la presencia de objetos extraños de gran tamaño. Información usual para el diseño de rejillas se presenta a continuación en la Tabla 4.1.

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
Tamaño de los barrotes		
Ancho	mm	6 - 15
Profundidad	mm	25 - 38
Espaciamiento entre barrotes	mm	25 - 50
Inclinación con la vertical	°	30 - 45
Velocidad de aproximación	m/s	0,3 - 0,6
Pérdidas admisibles	cm	15

Fuente: Tratamiento de aguas residuales para poblaciones pequeñas, Crites & Tchobanoglous (2000)

Tabla 4.1 Parámetros de diseño sugeridos para la Rejilla de entrada

La rejilla debe ser de acero, con barras inclinadas 45° (α) con respecto a la horizontal y la limpieza se llevará a cabo manualmente.

Para determinar el área libre de la rejilla (A_e) mediante la ecuación (35), se requiere calcular la suma total del espaciamiento entre las barras de la sección (e_T), ecuación (34).



$$e_T = \left(\frac{b - eb}{ab + eb} + 1 \right) * eb \quad (34)$$

$$A_e = e_T * H * \text{sen } \alpha \quad (35)$$

Siendo, H la altura total del canal de entrada. Para el diseño se plantean los siguientes valores:

- Ancho de las barras: $ab = 6 \text{ mm}$ (0.5 pulg.)
- Espaciamiento entre barras: $eb = 20 \text{ mm}$
- Velocidad de aproximación: $0,45 \text{ m/s}$

La velocidad a través de las barras (v) se calcula mediante la ecuación de continuidad (32). Para determinar el número de barras (n_b) se aplica la ecuación (36).

$$nb = \frac{b - eb}{ab + eb} \quad (36)$$

Finalmente, se debe comprobar que la pérdida de carga (H_f), ecuación (37) y (38) sea menor a 15 cm, ecuaciones propuestas por Crites & Tchobanoglous (2000), donde g es la aceleración debida a la gravedad.

$$h_f = \frac{1}{0,7} * \frac{V^2 * v^2}{2g} \quad (37)$$

Para la ecuación (38) se considera que 50% del área disponible de la rejilla se encuentra obstruida debido a la acumulación de sólidos gruesos, es decir que la velocidad aumenta en proporción 100/50. Siendo C el coeficiente de flujo para la rejilla obstruida, asumido igual a 0.60.

$$h_f = \frac{1}{C} * \frac{V^2 * v^2}{2g} \quad (38)$$

	PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
<hr/>			
CANAL DE ENTRADA			
	ancho	cm	30
	alto	cm	30
	largo	cm	210
<hr/>			
REJILLA			
	número de barras	unidad	11
	espesor de c/barra	mm	6
	espaciamiento entre barras	mm	20
	inclinación de la rejilla	°	45
<hr/>			
FLUJO			
	velocidad de aproximación	m/s	0,45
	velocidad a través de la rejilla	m/s	0,60
	pérdida de carga rejilla limpia	cm	1,15
	pérdida de carga rejilla obstruida	cm	5,16

Tabla 4.2 Dimensiones de estructuras de entrada y características del flujo



Las dimensiones para la configuración de las estructuras se resumen en la Tabla 4.2. Además se incluyen las características de las secciones y el flujo.

4.1.1.3. Desarenador

A continuación de las estructuras de entrada se requiere el emplazamiento de una cámara de desarenado. El desarenador tiene por objeto extraer del agua residual la arena y finos de origen inorgánico, de modo tal, que éstas partículas no arrastren consigo material contaminante. Además de prevenir la sedimentación en los canales y tuberías de conducción, protege las partes de los equipos contra la abrasión y evita la sobrecarga de sólidos en las unidades de tratamiento biológico.

Información usual para el diseño de desarenadores de flujo horizontal se muestra en la Tabla 4.3.

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	
		INTERVALO	VALOR USUAL
Tiempo de retención	s	45 - 90	60
Velocidad horizontal	m/s	0,25 - 0,4	0,3
Velocidad de sedimentación para remover			
Material de 0.21mm	m/min	1,0 - 1,3 (*)	1,15
Material de 0.15mm	m/min	0,6 - 0,9 (*)	0,75
Pérdidas de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal	%	30 - 40	36 (**)
Longitud adicional por aumento en turbulencia a la entrada y salida	%	25 - 50	30

(*) Si la gravedad específica de la arena es significativamente menor a 2.65 se deben usar velocidades menores

(**) Para canaleta Parshall como unidad de control

Fuentes: Crites & Tchobanoglous (2000)

Adaptado de Tchobanoglous & Burton (1991)

Tabla 4.3 Criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal

El diseño se basa en la teoría de sedimentación desarrollada por Hazen y Stokes (1909), ecuación (39) para partículas en régimen laminar; y por Newton, ecuación (40) para partículas en régimen de transición.

$$v_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} d^2 \quad (39)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{4g}{3C_d} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d} \quad (40)$$



Siendo,

v_s la velocidad de sedimentación, en cm/s.

g la aceleración de la gravedad, en cm/s^2 .

ρ_s el peso específico de la partícula de arena (comúnmente igual a 2,65).

ρ el peso específico del agua (igual a 1,0).

μ la viscosidad cinemática del fluido, en cm^2/s (0,01139 para una temperatura promedio de 15°C , Metcalf & Eddy (1991)).

d el diámetro de la partícula, en cm (asumido igual a 0,02).

En la ecuación (40) el término C_d representa el coeficiente de arrastre, que depende del tipo de flujo y la forma de la partícula, sin embargo se puede aproximar mediante la ecuación (41), siendo N_R es el número de Reynolds.

$$C_d = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0,34 \quad (41)$$

El número de Reynolds a su vez se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$N_R = \frac{\phi_s v_s d}{\mu} \quad (42)$$

Siendo ϕ_s el factor de forma o esfericidad que, para arenas redondas y arenas angulares, es igual a 1,0 y 0,73 respectivamente.

El tiempo de retención se determina mediante la ecuación (43), considerando que para una profundidad (H) del desarenador, una partícula se sedimentará con una velocidad de caída constante (v_s) bajo las siguientes hipótesis:

- La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es uniforme en todos los puntos de la zona de sedimentación.
- La concentración de partículas es la misma en todos los puntos de la sección vertical de control, al inicio de la zona de entrada.
- Una partícula se considera removida cuando llega al fondo.

$$t_r = \frac{H}{v_s} \quad (43)$$

Para el cálculo de la velocidad de sedimentación, se tiene alternativamente:

$$\frac{H}{t_r} = \frac{Q}{S} = v_s \quad (44)$$

Siendo,

S el área superficial del sedimentador, en m^2 .

Q el caudal que circula en él, en m^3/s .

La ecuación (44) indica que, bajo las condiciones citadas anteriormente, la sedimentación no depende de la altura del canal sino del área superficial. Sin



embargo, tiene que asumirse un valor de profundidad para que la velocidad no aumente implicando una reducción en la sedimentación de las partículas.

Para el diseño en primer lugar se determina la velocidad de sedimentación mediante (39) y se calcula el número de Reynolds a partir de (42), en el caso de que este último resulte mayor a 1 el flujo no es laminar y no resulta apropiado utilizar la ley de Stokes. Por tanto, se emplea la ley de Newton (ecuación 40) para mediante iteraciones sucesivas obtener el valor de la velocidad de sedimentación.

Con la velocidad de sedimentación y mediante (44) se puede determinar el área superficial del sedimentador y por ende sus dimensiones (largo y ancho), sin embargo, dicha área superficial arroja un valor no representativo. Por tanto, se procede a asumir una relación ancho/profundidad y tomando para el ancho el mismo valor que el canal de entrada se determina la profundidad. Finalmente se calcula el correspondiente tiempo de retención mediante (43) y el largo del desarenador con (45) al cual se adiciona un porcentaje de 30% (con base en la Tabla 4.3) debido a la turbulencia.

$$L = t_r * v \tag{45}$$

En la Tabla 4.4 se resumen los criterios de diseño adoptados, valores que se obtienen durante el proceso y las dimensiones calculadas para el desarenador, el cual constará además de una pantalla deflectora en el centro y de una unidad de control de caudal a la salida.

	PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
CRITERIOS Y VALORES PARA EL DISEÑO	Caudal máximo horario	m ³ /s	0,0064
	Peso específico arena	-	2,65
	Viscosidad cinemática	cm ² /s	0,01139
	Diámetro de la partícula	mm	0,2
	Velocidad de aproximación	m/s	0,45
	Velocidad de sedimentación	cm/s	2,412
	Tiempo de retención	s	12,44
DIMENSIONES DESARENADOR	Largo	m	5,0
	Ancho	m	0,3
	Profundidad	m	0,3

Tabla 4.4 Parámetros de diseño y dimensionamiento del Desarenador

Las paredes de la estructura de entrada serán de hormigón armado con espesor de 10 cm.

El detalle de la configuración geométrica resultante del diseño de las estructuras de entrada se adjunta como ANEXO F. 1.



4.1.2. Tanque Séptico

Su uso se justifica en varios criterios, entre los cuales se destaca:

- Apropriado para comunidades rurales, edificios, condominios, hospitales, etc.
- Su limpieza no es frecuente.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Brinda un mínimo grado de dificultad en operación y mantenimiento si se cuenta con infraestructura de remoción de lodos.

4.1.2.1 Metodología de diseño

Una de las consideraciones más importantes es la configuración geométrica de la estructura, para el diseño del tanque séptico es necesario contemplar los siguientes aspectos:

- Tiempo de retención hidráulico del volumen de sedimentación

$$TRH = 1,5 - 0,3 * \log(P * q) \quad (46)$$

Siendo,

TRH el tiempo de retención hidráulico, en días.

P la población contribuyente al sistema

Q el caudal de aporte unitario de aguas residuales, en l/hab.día.

- Volumen de sedimentación

$$Vs = 10^{-3} * (P * q) * TRH \quad (47)$$

Siendo Vs el volumen de sedimentación en m³.

- Volumen de digestión y almacenamiento de lodos

Mara (1996) establece que el volumen de lodo fresco es 1 l/hab.día, este lodo es digerido en un tiempo dado cuando pasa a la zona de lodo estabilizado, por lo cual se asume que el volumen promedio del lodo en digestión durante el tiempo requerido es de 0,5 l/hab.día, consecuentemente:

$$Vd = 0,5 * 10^{-3} P * td \quad (48)$$

Siendo,

td el tiempo de digestión anaerobia, en días.

Vd el volumen de digestión, en m³.

Para el tiempo de digestión se tiene las ecuaciones (49) y (50):

$$td = 1853 * T^{-1.25} \quad (49)$$

$$td = 30 * (1,035)^{35-T} \quad (50)$$



Siendo T la temperatura del medio, en grados Celsius.

El CEPIS (2008) establece que el volumen de almacenamiento de lodos será calculado mediante la ecuación (51):

$$Vd = 10^{-3} G * P * N \quad (51)$$

Siendo,

G el volumen de lodos producido por persona y por año, en litros. Se recomienda un valor de 70 l/hab.año.

N el intervalo de limpieza o retiro de lodos en años.

- Volumen de lodos producidos

La cantidad de lodos producidos depende de la tasa de acumulación del material estabilizado y del intervalo entre operaciones de limpieza, consecuentemente:

$$Vl = r * P * N \quad (52)$$

Siendo,

Vl el volumen de lodos producido, en m³.

r la tasa de acumulación de lodo, en m³/hab.año.

Los valores de acumulación se han obtenido por observación, siendo igual a 0,06 y 0,04 m³/hab.año para climas frío y cálido, respectivamente.

- Volumen de natas o sobrenadante

Se considera que el material se acumula a una tasa equivalente al 40% de la tasa de acumulación de lodo o volumen de lodos producidos. Como valor mínimo se considera un volumen de 0,7 m³.

4.1.2.2. Características del tanque séptico

El tiempo de retención hidráulico del volumen de sedimentación por ningún concepto puede ser menor a 6 horas.

La relación largo:ancho del área superficial de la estructura debe estar comprendida entre 2:1 a 5:1.

El espacio libre entre la capa superior de nata o espuma y la parte inferior de la losa de techo del tanque séptico debe ser como mínimo 0,30 metros.

Los dispositivos de entrada y salida del agua residual al tanque séptico deben estar constituidos por tees o pantallas deflectoras. El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 100 mm y 75 mm respectivamente. El nivel de las tuberías de salida del tanque debe estar localizado a 0,05 metros por debajo del nivel de las tuberías de entrada.

Cuando se usen pantallas, estas deben estar distanciadas de las paredes del tanque a no menos de 0,20 metros ni a más de 0,30 metros.



Cuando el tanque tenga más de una cámara, las interconexiones entre las cámaras consecutivas se proyectarán de tal forma que evite el paso de natas y lodos al año horizonte de proyecto.

El fondo de los tanques sépticos debe tener una pendiente de 2% orientada hacia el punto de ingreso de los líquidos.

La losa de techo debe estar dotada de losas removibles o tapas para la inspección. El tamaño mínimo es de 0,60 metros para permitir el ingreso de personal hacia la estructura para rutinas de limpieza e inspección.

4.1.2.3. Dimensionamiento

Siguiendo la metodología indicada, se tienen los siguientes valores, Tabla 4.5, para calcular el volumen de la estructura:

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR
TRH	días	0,25
Volumen de sedimentación	m ³	12,52
Intervalo de limpieza años	años	2
Volumen de digestión y almacenamiento de lodos	m ³	60,28
Volumen de lodos producidos	m ³	83,88
Volumen de natas o sobrenadante	m ³	33,55
Volumen Total	m ³	190,23

Tabla 4.5 Valores de diseño del Tanque Séptico

Una vez definido el volumen que deberá tener el pozo séptico se da paso al dimensionamiento interno, el cual se muestra en la Tabla 4.6. Para realizar dicho dimensionamiento se han considerado dos cámaras, para lo cual existe una pantalla de hormigón que separa la estructura, ubicada a 2/3 de la longitud del tanque séptico. La primera cámara de tratamiento sirve como sedimentador, el agua permanece parcialmente en reposo y empieza el tratamiento anaerobio; la segunda cámara ayuda a aumentar el TRH.

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR
Profundidad	m	2,7
Área	m ²	70,46
Ancho	m	4,40
Largo	m	16,00
Relación largo: ancho		3,6
Larga de la cámara 1	m	10,67
Larga de la cámara 2	m	5,33

Tabla 4.6 Dimensiones del Tanque Séptico

Finalmente se requiere distribución de los accesorios que forman parte de la estructura, para lo cual se han considerado las características generales de los tanques sépticos anteriormente anotadas. De esta forma en la Tabla 4.7 tiene



la configuración geométrica interna así como el detalle de los elementos que se requieren para el diseño del tanque séptico.

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR
Espacio de seguridad	m	0,1
Profundidad de sedimentación	m	0,3
Profundidad de nata	m	0,48
Profundidad de almacenamiento de lodos	m	0,86
Profundidad neta del tanque séptico	m	1,73
Espacio libre, entre losa y parte superior de la nata	m	0,3
Diámetro de las tuberías de entrada	mm	200
Diámetro de las tuberías de salida	mm	160
Distancia entre niveles de tuberías de entrada y salida	m	0,05
Prolongación de los ramales del fondo de las Tees	m	0,11
Distancia entre el ducto de ventilación y losa	m	0,05
Pendiente del fondo del tanque, orientada a la entrada	%	2,00

Tabla 4.7 Configuración interna del Tanque Séptico.

En la losa de techo del tanque séptico se tendrán dos tapas cuadradas de revisión de un metro de lado, situadas en el centro de cada una de las cámaras que forman parte de la estructura. La parte superior también estará compuesta por dos ductos de ventilación al lado de las tapas de revisión centradas a lo ancho del tanque séptico.

Las paredes del tanque séptico deberán ser enlucidas en el interior con mortero para impermeabilizarlas, mientras que el fondo del tanque (debido a su tamaño) será de concreto reforzado.

Las dos cámaras se conectan a través de dos tuberías de PVC de diámetro 110 mm para mantener la distribución uniforme de la corriente en todo el tanque séptico. Las tuberías estarán localizadas a 1,30 metros medida desde el fondo para garantizar que se encuentren sobre el nivel de lodo y por debajo de la espuma.

La losa de fondo será de hormigón armado, con una pendiente de fondo de 2% para la primera cámara, mientras que el fondo de la segunda cámara será horizontal.

El diámetro de las tuberías de entrada ha sido seleccionado en función del sistema de tuberías existente para alcantarillado, por lo cual mantener un diámetro de 200 mm en la entrada y 160 mm a la salida resulta favorable para el diseño así como también concuerda con la disponibilidad de diámetro de tuberías existentes en el mercado.

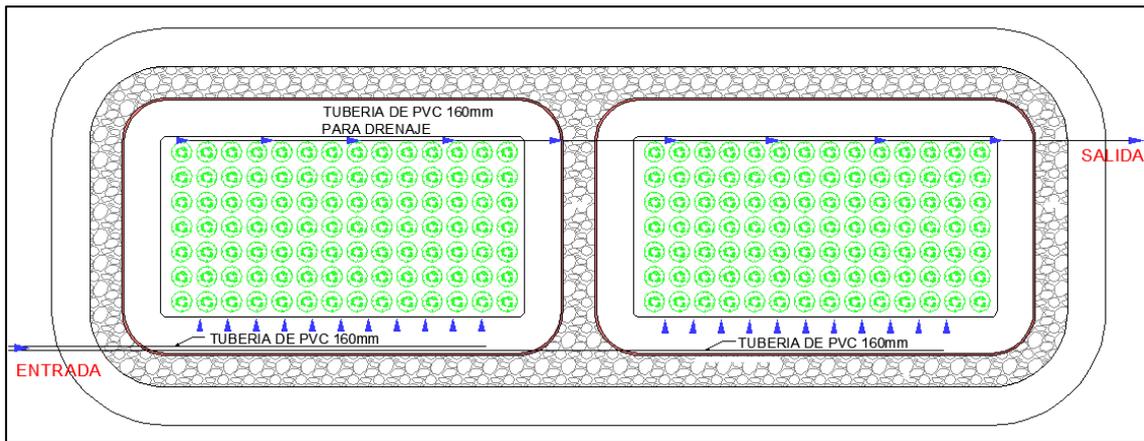
La configuración final del diseño Tanque Séptico de adjunta como ANEXO F. 2, el cual contiene a detalle tanto las dimensiones internas como externas.

4.1.3. Línea de Conducción

Corresponde al sistema de tubería que conduce el flujo de agua, previamente tratada en el tanque séptico, hasta el ingreso a los humedales.

4.1.3.1. Diseño Actual

La línea de conducción dependerá del proceso al cual el flujo de agua residual es sometido. Actualmente consiste en un sistema de tuberías longitudinales debido a que en los humedales el recorrido de agua se lo realiza como se indica en el Gráfico 4.1, por lo cual es necesario dividir el caudal por la mitad para conducir el mismo volumen de flujo hacia cada humedal.



Fuente: Adaptado de Once & Ruiz, (2014)

Gráfico 4.1 Sistema de tuberías actual para los Humedales Artificiales

4.1.3.2. Rediseño del Sistema de tuberías

Una vez que el flujo de agua abandona el tanque séptico, pasa hacia una cámara de válvulas, en donde se puede regular el volumen de agua que es transportado hacia los humedales y el volumen de agua que puede ser conducido hacia el bypass en caso de eventos extremos.

La tubería de salida de la caja de válvulas es de PVC de diámetro 160 mm, tiene una longitud corta de 2 metros debido a que se conecta con una cámara divisora de caudal encargada de distribuir el caudal hacia los humedales.

La cámara distribuidora de flujo (Gráfico 4.2) será la encargada de dividir el caudal de agua residual en dos partes iguales y permitir su paso hacia los dos humedales artificiales. El primer compartimento disipa la energía y permite formar un espejo de agua para dar carga suficiente a los vertederos que comunican el compartimento principal con los secundarios. El espejo de agua establece el tirante o carga hidráulica sobre los vertederos y por lo tanto permite la distribución equitativa del caudal a cada uno de los compartimentos previstos para el transporte del flujo de agua hacia los humedales.

Las tuberías de salida de la caja distribuidora de caudal serán también de PVC con un diámetro de 160 mm. La pendiente de las mismas estará dada en función del diseño de los humedales, debido a que se necesita una adecuada

distribución para favorecer el tratamiento. En este caso, las tuberías deben localizarse al fondo de los humedales.

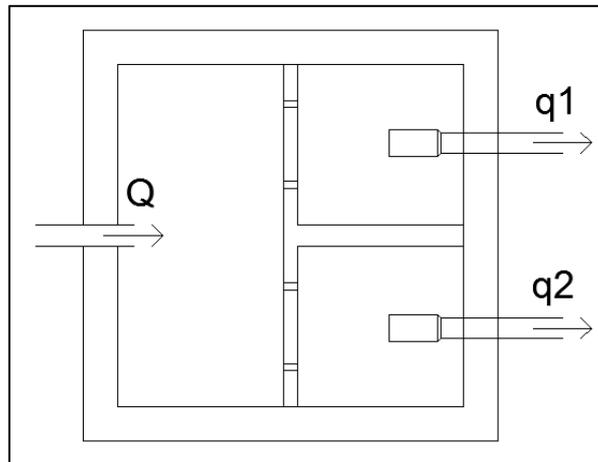
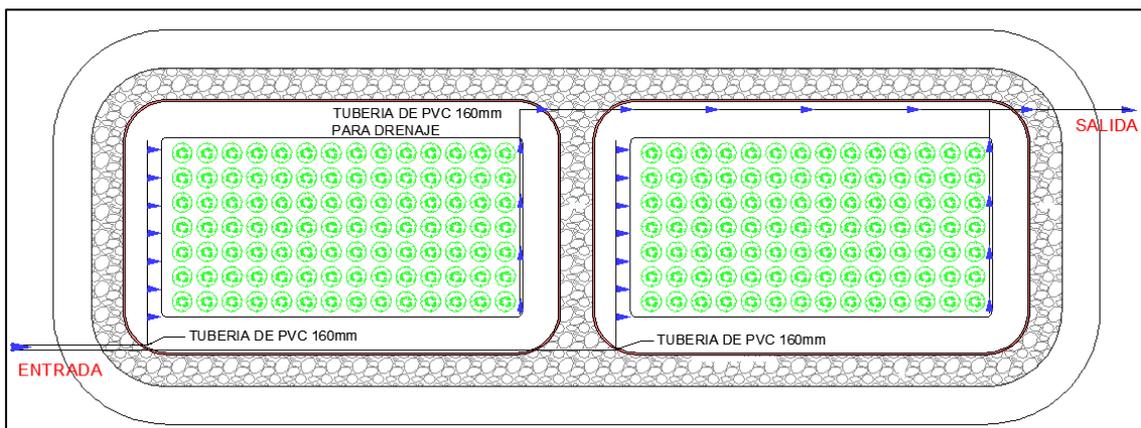


Gráfico 4.2 Cámara distribuidora de flujo de agua

En función del tratamiento que se ha planteado para el rediseño, la distribución de flujo de agua residual en los humedales será en sentido contrario a la forma en la que actualmente se la está realizando. Para justificar este cambio en cuanto a la distribución del flujo se tiene:

- Al tener una mayor dimensión para el transcurso del flujo se aumenta el TRH, lo cual asegura efectividad en el proceso.
- Las fórmulas usadas para el cálculo de remociones en el humedal son ecuaciones cinéticas de primer orden de flujo pistón, por lo cual se debe asemejar el sistema lo más posible a las condiciones del flujo pistón.

Consecuentemente, el flujo de agua tendrá el sentido que muestra en la Gráfico 4.3.



Fuente: Adaptado de Once & Ruiz, (2014)

Gráfico 4.3 Rediseño del Sistema de tuberías para los Humedales Artificiales

Finalmente, las tuberías deben estar dotadas de orificios separados a la misma distancia para lograr una distribución uniforme, no obstante, estas medidas corresponden al diseño del humedal propiamente dicho.



4.1.4. Humedales Artificiales

Como ya se había definido en el Capítulo 3, la tecnología a utilizarse para el tratamiento biológico dentro de la planta son los humedales artificiales de flujo horizontal sub-superficial.

Mediante el método propuesto por Kadlec & Knight (1996) se determina las dimensiones de los humedales, así como también las remociones que se alcanzarán con un área definida de tratamiento en función de las dimensiones del sistema. El flujo de agua residual a través de los sistemas de humedales ha sido dispuesto para asemejarse en lo más posible a flujo pistón, por lo cual el líquido debe circular por la dimensión más larga del humedal.

4.1.4.1. Dimensiones

Se sugiere utilizar 2 humedales rectangulares del mismo tamaño que funcionarán en forma paralela, cada uno de 37 m de largo, 27 m de ancho y 1,50 m de profundidad, resultando en un área superficial de aproximadamente 1000 m² para el tratamiento. La pendiente del fondo será del 2,0%. La separación entre los humedales es de 2,50 metros con el fin de garantizar la estabilidad del talud que delimita el sustrato base para la geo-membrana impermeabilizante requerida para garantizar la no contaminación del medio subsecuente.

4.1.4.2. Vegetación

Se sugiere la plantación de totoras o juncos debido a que son plantas típicas de la región (climas fríos), se pueden adaptar al medio y por ende desarrollarse de forma adecuada favoreciendo de esta manera el proceso de tratamiento.

4.1.4.3. Tuberías de distribución y recolección

El agua proveniente del tanque séptico ingresará a los humedales mediante una tubería PVC de 160 mm de diámetro ubicada paralela a uno de los lados del humedal y a una altura de 0,60 m medida desde el fondo, esta tubería presentará perforaciones para permitir la distribución uniforme del flujo en todo el ancho del humedal. La tubería de recolección a la salida de los humedales también será de 160 mm de diámetro y estará ubicada al fondo del humedal, la cual transportará el agua hacia la cámara de salida. Referirse al Gráfico 4.3 para ver la disposición de la tubería de distribución de flujo a lo largo de los humedales.

4.1.4.4. Sustrato (medio)

En las zonas de entrada y salida (en el sentido del flujo) se colocará grava gruesa de 60 mm de diámetro a una profundidad de 0,60 m, este sustrato grueso facilita la distribución y recolección del líquido, además de evitar posibles taponamientos o cortocircuitos. El material se extenderá 2,0 m desde la entrada y 1,0 m hacia la salida.

La parte central del sustrato, que es en donde se plantará la vegetación, estará conformado por grava de 20 mm de diámetro y a una profundidad de 0,60 m.



4.1.4.5. Otras especificaciones

Debido a que se debe proveer impermeabilización para que el agua residual no se infiltre en el suelo, se colocará geo-membrana tanto en el fondo como en las paredes laterales del humedal. Además, debido a las posibles presiones generadas por el agua residual al interior del humedal, las paredes laterales deben estar inclinadas con una relación horizontal:vertical del talud de 1:1,5 garantizando de esta manera la estabilidad.

En la Tabla 4.8 se resume la configuración que se sugiere para los humedales artificiales de flujo sub-superficial.

	PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
DIMENSIONES	Largo	m	37
	Ancho	m	27
	Profundidad	m	1,5
DISTRIBUCIÓN Y RECOLECCIÓN	Diámetro tubería de entrada	mm	160
	Diámetro tubería de salida	mm	160
SUSTRATO (MEDIO)	Tamaño		
	zonas de entrada y salida	mm	60
	zona de plantación de la vegetación	mm	20
	Profundidad		
	zonas de entrada y salida	m	0,6
	zona de plantación de la vegetación	m	0,6

Tabla 4.8 Configuración de los humedales artificiales de flujo sub-superficial

Finalmente en la Tabla 4.9 se especifica la remoción esperada de los contaminantes posterior al tratamiento biológico en los humedales de flujo sub-superficial.

PARAMETRO	% REMOCION	CONCENTRACION (mg/l)
DBO	68,03	28,77
NT	15,72	9,27
PT	7,32	0,066

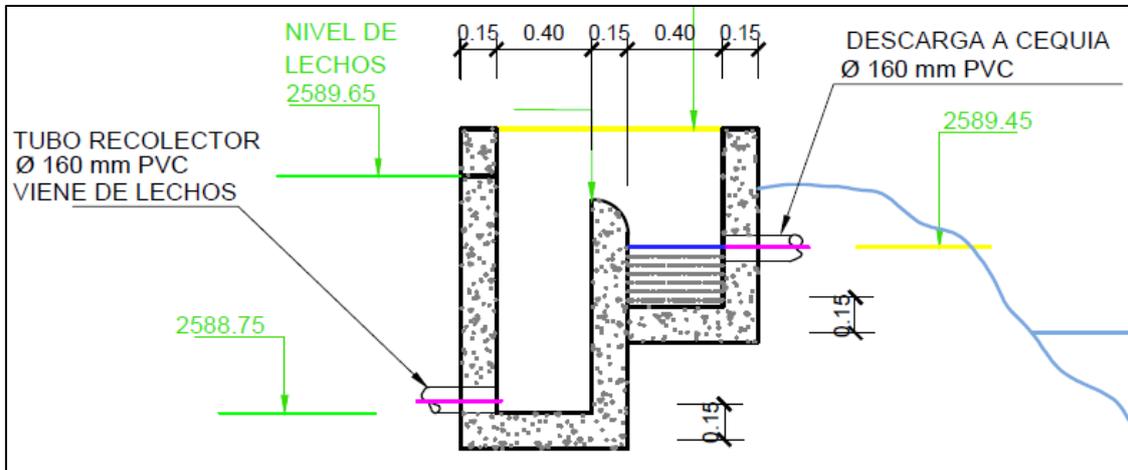
DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno
 NT: Nitrógeno Total
 PT: Fósforo Total

Tabla 4.9 Remoción esperada de contaminantes en los humedales SSF

En el ANEXO F. 3 se adjunta la configuración geométrica que presentan los humedales, en donde se tiene la distribución del material a detalle con sus respectivas medidas.

4.1.5. Sistema de Tuberías para la Descarga del Efluente

El sistema actual está conformado por dos tuberías de PVC de diámetro de 160 mm que se interceptan en la parte central de los dos humedales y concurren en un cajón de salida, el cual a su vez consiste en un vertedero como se muestra a continuación en el Gráfico 4.4.



Fuente: Adaptado de Once & Ruiz, (2014)

Gráfico 4.4 Estructura de salida actual de la Planta de Churuguzo

Para el rediseño planteado, se utiliza una sola tubería longitudinal, que parte desde el final del primer humedal y se intercepta con la tubería de recolección del segundo humedal en la parte final del mismo. Posteriormente el fluente debe ser dispuesto en una estructura de salida o dispuesto en el cuerpo de agua receptor.

El diseño de una estructura de salida para la disposición final del efluente de los humedales puede ser un cajón de salida como el vertedero mostrado anteriormente, aunque también existe la posibilidad de colocar un *rock filter*, con la finalidad de retirar del efluente partículas sólidas que son arrastradas a lo largo de los humedales y pasan por las tuberías de salida

No obstante, con la finalidad de promover la remoción de compuestos dentro del humedal, así como para garantizar la efectividad del mismo se maximizó el área de los humedales, consecuentemente, debido al cambio que se realizó a las medidas actuales de los humedales, el espacio disponible para una estructura de salida se ve limitado a 50 centímetros, los cuales no permiten la estabilización del flujo en caso que construir un vertedero como cajón de salida; y tampoco dan paso a la incorporación de un *rock filter* debido a que se requiere espacio para las tuberías conductoras.

Finalmente, una vez que el flujo de agua tratada en los humedales se intercepta, éste es dirigido directamente hacia la acequia (cuerpo receptor). Es necesario tener en cuenta que la tubería se encuentra a un metro de profundidad, como se indica en el diseño de los humedales artificiales.



4.2. PROPUESTA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Una planta de tratamiento, solo puede cumplir su objetivo si se opera en forma apropiada y si se efectúa un mantenimiento periódico por medio de personal calificado, contando con la ayuda de la comunidad beneficiada. En este caso se trata de la PTAR de Churuguzo, es decir, un pequeño sistema descentralizado.

“Si el diseño es técnica y económicamente compatible con las condiciones y características de la localidad; si la construcción se realiza en conformidad con las especificaciones de materiales y accesorios, la operación puede lograrse con un mínimo de correctivos y con un menor mantenimiento” (Ordóñez, 2009).

El objetivo del mantenimiento es garantizar la operación y la seguridad del sistema, por lo cual deben eliminarse de manera inmediata: las obstrucciones, fugas, depósitos y sedimentos; y repararse los daños en los elementos de control y maniobra como válvulas y compuertas.

4.2.1. Personal a cargo de la operación y mantenimiento

El tratamiento de aguas residuales constituye una medida de mitigación que ayuda a disminuir y controlar la contaminación de los cuerpos de agua, pero para que esta medida tenga éxito se debe contar con el personal capacitado para llevar a cabo las labores de operación y mantenimiento.

Un Ingeniero Civil, con experiencia en el campo de tratamiento de aguas residuales, será el responsable de la operación y mantenimiento.

El o los operadores serán personas que hayan recibido una capacitación previa, y que de preferencia pertenezcan a la comunidad servida por el sistema o residan en zonas aledañas.

Personal auxiliar para muestreo y evaluación, coordinación de análisis de laboratorio y reportes mensuales que ayuden a controlar y verificar la eficiencia de la planta en los aspectos físico, químico y bacteriológico, serán designados por el Ingeniero responsable.

Para favorecer el mantenimiento, el o los operadores, deberán cumplir con indicaciones simples que se citan a continuación:

- La PTAR debe permanecer limpia y ordenada, tanto en unidades de proceso como en los elementos complementarios (cerramiento, vegetación circundante; etc.).
- Establecer un plan de actividades diarias y semanales que involucre a la comunidad servida por el sistema.
- Adecuar un programa rutinario para verificar el correcto estado y funcionamiento de: tapas de revisión, válvulas, compuertas y rejilla.
- Registrar reparaciones eventuales que se hayan dado para corregir deficiencias en las estructuras del sistema.
- Cumplir estrictamente las normas de seguridad e higiene propia y del personal que ocasionalmente colabore en el mantenimiento.



4.2.2. Estructuras, accesorios e instalaciones

4.2.2.1. Estructuras de pretratamiento

4.2.2.1.1. Rejilla de entrada

Si la rejilla no recibe una limpieza apropiada puede generarse obstrucción en el paso del agua, lo cual podría provocar un reflujó. Consecuentemente, se tienen recomendaciones para garantizar el funcionamiento de esta estructura:

- Cada dos días el operador deberá limpiar manualmente la rejilla, retirando los materiales no degradables y/o extraños tales como papeles, toallas sanitarias, fundas plásticas, etc. El material retirado de la reja será dispuesto adecuadamente en recipientes plásticos.
- Debido a que la rejilla disminuye la velocidad del flujo de agua, tiende a producirse depósitos de arena aguas arriba de la rejilla. Por tanto, se recomienda realizar la limpieza de éstos con la ayuda de un rastrillo metálico.
- Mensualmente, se debe revisar la existencia de puntos de corrosión en los barrotes de la rejilla, los cuales deben ser limpiados y pintados con líquido anticorrosivo.

4.2.2.1.2. Desarenador

El mantenimiento del desarenador se requiere debido a que el paso en exceso de gravillas y arenas afecta el correcto funcionamiento de las posteriores unidades de tratamiento. Las actividades necesarias a realizarse en el desarenador se resumen a continuación:

- Diariamente inspeccionar el estado y funcionamiento del desarenador.
- Mensualmente revisar el desarenador en función de apreciar el nivel de sedimentación de la arena.
- El desarenador debe ser limpiado cuando el operador lo considere oportuno en función de la cantidad de arena decantada, se limpiará de principio a fin, utilizando palas perforadas y en sentido contrario al flujo

4.2.2.2. Tanque séptico

4.2.2.2.1. Limpieza rutinaria

Los tanques sépticos deben ser inspeccionados al menos una vez por año ya que esta es la única manera de determinar cuándo se requiere una operación de mantenimiento y limpieza. Dicha inspección deberá limitarse a medir la profundidad de los lodos y de la nata.

La inspección que se realiza del tanque contempla lo siguiente:

- Impermeabilidad del tanque
- Revisión del ingreso de aguas extrañas a la fosa.
- Revisión de empaques en las conducciones.
- Revisión de la acumulación de lodo y espuma.



Para medir el espesor de la capa de espuma se utiliza una vara en forma de L, la cual se empuja a través de la capa de espuma hasta alcanzar el fondo de la misma. El espesor de la capa se determina al leer la escala de la vara.

Para medir el espesor de la capa de lodo se utiliza el ensayo de extinción de la luz. Tal prueba consiste en sumergir una fuente luminosa en el interior del tanque, la fuente de luz se puede observar mientras atraviesa la columna de agua, ya que cuando alcanza la capa de lodo se extingue (Crites, et al., 2000). Sin embargo, puede resultar complicado encontrar una fuente de luz que se pueda sumergir, consecuentemente se recomienda el uso del *White Towel Test*, que consiste en amarrar fijamente una tela blanca a un palo, y sumergirlo hasta el fondo, quedando marcado el espesor de la capa de lodo. Este proceso de lo debe realizar cada dos semanas.

4.2.2.2. Limpieza de lodo

Con el uso, el sistema acumula lodo en el fondo de la fosa séptica. A medida que el nivel de lodo aumenta, las aguas negras permanecen en el tanque menos tiempo, y es más probable que los sólidos se escapen hacia la tubería de conexión con los humedales.

Si el lodo se acumula por mucho tiempo, no se lleva acabo el asentamiento, el agua residual se va directamente a la zona de salida del tanque, y muy poca se podrá tratar. Las fosas de buen tamaño generalmente tienen suficiente espacio para acumular lodo por lo menos 3 años. La frecuencia con que hay que bombear la fosa depende de:

- La capacidad de la fosa séptica.
- La cantidad de aguas negras que entran a la fosa.
- La cantidad de sólidos en las aguas negras.

Como se estableció, el periodo de limpieza de lodos del tanque séptico es de 2 años. No obstante, se recomienda que cuando la altura de lodos sea de 40 centímetros y la de natas de 15 centímetros se debe proceder a la limpieza.

Cuando se realice la limpieza de lodos, no se debe extraer el volumen total producido, debido a que es necesario cierta masa como semilla para reiniciar el tratamiento posterior a la limpieza.

No se recomienda el uso de desinfectantes u otras sustancias químicas después de la extracción de lodos, debido a que su adición perjudica el funcionamiento del tanque séptico.

El volumen de lodos extraídos puede ser estabilizado con cal para facilitar su manejo, transportación y/o disposición. La disposición del material puede ser realizada en zanjas de aproximadamente 60 cm de profundidad así como también en rellenos sanitarios. Sin embargo, si se toman las medidas para la adecuada evacuación de lodos, por medio de los camiones *Hidrocleaner*, éstos deben ser trasladados y depositados en las lagunas de Ucubamba o en los espesadores de lodo para su respectivo post tratamiento o desecación de acuerdo a la calidad de estabilización del lodo.



4.2.2.3. Humedales artificiales

El funcionamiento y eficiencia de los humedales dependerá en gran medida de la correcta operación y del mantenimiento de la fosa séptica, debido a que un efluente con alto contenido de sólidos suspendidos podría perjudicar la eficiencia de los procesos de remoción dentro de los humedales artificiales.

La operación y mantenimiento de humedales artificiales debe enfocarse en los factores más importantes para el rendimiento del proceso, entre los cuales se puede citar:

- Favorecer el contacto del agua residual con la comunidad microbiana.
- Asegurar que el flujo de agua alcance a todas las partes del humedal.
- Mantener un ambiente saludable para las bacterias.
- Apuntar hacia un crecimiento vigoroso de la vegetación.

Debido a que los humedales artificiales son sistemas “naturales”, las operaciones rutinarias son más pasivas y exigen poca intervención del operario en comparación con otras estructuras de tratamiento. Sin embargo, se recomienda la inspección de éstos después de aumentos importantes de caudal ya que puede afectar el sustrato.

A pesar de que las operaciones rutinarias no exigen mucha intervención del operario, se recomienda una revisión periódica para asegurar que el flujo de agua se está moviendo a través de todas las partes del humedal y que el aumento de residuos no haya sido capaz de bloquear caminos del flujo, y no se han desarrollado áreas de estancamiento que aumentan la probabilidad de mosquitos.

Los momentos críticos en los que la intervención del operario es necesaria son:

- Ajuste de los niveles de agua.
- Mantenimiento de la uniformidad del caudal.
- Manejo y cuidado de la vegetación.
- Control del olor.
- Mantenimiento de las bermas (muros).

Cualquier daño, corrosión u obstrucción, debe corregirse lo más pronto posible para prevenir fallos y reparaciones que podrían ser costosos.

Se debe remover el material que se sedimenta en las tuberías de entrada al humedal una vez por mes.

4.2.2.3.1. Vegetación

El manejo del nivel del agua es la clave para el éxito de la vegetación. Mientras las plantas del humedal pueden tolerar cambios temporales en la profundidad del agua, debe tenerse cuidado de no exceder los límites de tolerancia de las especies usadas durante periodos largos de tiempo.

La vegetación debe ser inspeccionada regularmente y deben quitarse las especies invasoras. Los herbicidas no deben usarse excepto en circunstancias



extremas, y sólo entonces y con cuidado extremo, dado que pueden dañar severamente la vegetación emergente.

Las totoras tienen un ciclo vegetativo de 3 meses, al término del cual deberán ser cortadas, se debe limpiar la superficie después del corte utilizando machete y rastrillo. Se estima que una persona puede cortar y limpiar aproximadamente 50 m², consecuentemente se requiere de varias personas para ejecutar esta actividad.

4.2.2.3.2. Mosquitos

Debido a que los mosquitos son comunes en los humedales naturales se los puede esperar en humedales artificiales. La mejor manera de evitar problemas con mosquitos en los humedales artificiales es crear condiciones que no sean atractivas a los mosquitos o que no conduzcan al desarrollo de larvas.

Se debe tener en cuenta que lugares abiertos con agua estancada son un excelente hábitat para los mosquitos, y los nutrientes del agua estancada, son ideales para el desarrollo larval. Cuando el agua está en movimiento se minimiza el riesgo de desarrollo de mosquitos, consecuentemente el flujo de agua tratada no debe estar estancando bajo ningún motivo.

El control de mosquitos con insecticidas, aceites, y agentes bacterianos es a menudo difícil en humedales artificiales. El uso de insecticidas en humedales artificiales con cantidades grandes de materia orgánica es ineficaz porque son adsorbidos y diluidos por la misma, o son degradados por el agua que viaja a través del humedal. Los tratamientos químicos deben usarse con mucho cuidado ya que se corre el riesgo de contaminar el humedal y el cauce receptor.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A pesar de que actualmente la PTAR de Churuguzo se encuentra en funcionamiento, y es capaz de obtener hasta cierto punto remociones significativas, es notorio que el rendimiento no es del todo satisfactorio al momento de comparar las remociones alcanzadas con valores estipulados en normativas ambientales internacionales más rigurosas, que concuerdan con los objetivos que la empresa ETAPA EP pretende alcanzar. Consecuentemente, es imperativo proponer alternativas de rediseño y seleccionar la que más se ajuste tanto a las características del agua residual a ser tratada como a las condiciones físicas del lugar.

Dentro de las alternativas planteadas se analizaron las tecnologías de Humedales Artificiales (*Reciprocating Wetlands*) y los Reactores de Recirculación con Medio Filtrante (*Recirculating Packed Bed Filters*), las cuales se usan en varios países debido al alto grado de remoción que pueden alcanzar. Si bien es cierto, los Humedales Recíprocos poseen la característica particular de exponer el agua residual a diversos ambientes de tratamiento (aerobio, anaerobio, anóxico), su emplazamiento y manejo resultan tanto costoso como complejo considerando las características de la Comunidad. Por otro lado, el Reactor de Recirculación con Medio Filtrante, demanda un área de emplazamiento considerablemente alta, aproximadamente 3800 m², lo cual no resulta factible desde el punto de vista técnico – económico en función del número de habitantes que llegarían a ser servidos por el sistema.

Si bien las estructuras de pretratamiento no influyen directamente en la remoción de compuestos contaminantes, su uso es de vital importancia en cuanto a la eliminación de materia que impediría que los procesos biológicos se desarrollen con normalidad. Consecuentemente la implementación de este tipo de estructuras dentro de plantas de tratamiento de aguas residuales es obligatoria y se recomienda una investigación a fondo para refinar los diseños ajustándolos a las características propias del afluente de las plantas de tratamiento de comunidades rurales del cantón. Debido a que el caudal de aguas residuales hacia las plantas de tratamiento no es elevado, es factible la elaboración de modelos físicos a escala real para corroborar el funcionamiento de las estructuras de pretratamiento.

La mayoría de las ecuaciones actuales para el diseño de humedales artificiales asumen condiciones de reactor de flujo pistón. Muchos estudios han demostrado que los humedales de flujo horizontal subsuperficial no se ajustan exactamente ni a reactores de flujo pistón ni de mezcla completa. El modelo más simple que se ajusta a las curvas de trazadores, es una serie de tanques de igual volumen cada uno de mezcla completa. Sin embargo, este modelo tampoco representa fielmente el patrón hidráulico real que ocurre en el medio. Por observación y análisis del funcionamiento de humedales artificiales, se podría afirmar que un reactor de flujo pistón se asemejaría más a las condiciones hidráulicas que ocurren en el reactor.



Los humedales remueven prácticamente todos los sólidos suspendidos debido a que este proceso se logra únicamente por mecanismos físicos, mientras que la remoción de DBO es un tanto más compleja. La verdadera remoción de DBO sólo ocurre la materia orgánica carbonácea es convertida por procesos anaerobios biológicos en productos gaseosos finales. Las dos vías anaerobias más probables son la fermentación del metano y la reducción de sulfatos. Dado que la fermentación del metano es inhibida a temperaturas bajo los 10°C, la reducción de sulfatos predomina para la remoción de la DBO soluble en climas fríos.

Las ecuaciones propuestas para predecir la remoción de DBO, las cuales son el fundamento para el dimensionamiento del sistema, deben ser validadas en experiencias con plantas a escala piloto bajo condiciones ambientales representativas del medio. Las bases teóricas y matemáticas necesitan una mayor rigurosidad para permitir diseños ingenieriles de mayor fiabilidad. La investigación de los procesos físicos, químicos y biológicos ocurrientes ayudarán a refinar las ecuaciones disponibles en la literatura actual.

Es recomendable el emplazamiento de al menos dos humedales artificiales de flujo horizontal subsuperficial operando en paralelo en todo sistema descentralizado, de modo que, uno de los humedales pueda seguir operando mientras el otro esté fuera de servicio debido a mantenimiento o labores de reparación. De esta forma se disminuye el riesgo de contaminar el cuerpo receptor ocasionado por verter el flujo de agua residual efluente del tratamiento primario directamente sobre el cuerpo receptor.

La operación y mantenimiento de los sistemas descentralizados de tratamiento de agua residual son un factor primordial para el éxito del funcionamiento del sistema. El involucramiento de la comunidad servida por el sistema se puede lograr con adecuadas campañas de información de los beneficios directos en la salud pública y ambiental de la comunidad, permitiendo el apoderamiento y cuidado del sistema en conjunto con las operaciones rutinarias que las autoridades y empresas públicas deban brindar a las unidades del sistema.



6. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Arévalo M., Morocho P. and Novillo P. Evaluación de la Planta de Depuración de Agua Residual que sirve a la parroquia Tarqui, Cantón Cuenca, Provincia del Azuay. [Libro]. - Cuenca-Ecuador : Universidad de Cuenca, 2010.

Behrends L. L. [et al.] Oxygen diffusion rates in reciprocating rock biofilters: potential applications for subsurface flow constructed wetlands [Informe]. - Texas, United States : University of Texas, 1993.

Behrends Leslie L. and Bock Bert R. Reciprocating Constructed Wetlands (ReCip) for Treating Anaerobic Lagoon Wastewater [Informe]. - Tennessee, United States : Tennessee Valley Authority, 1999.

BID Banco Interamericano de Desarrollo Las Metas del Milenio y las necesidades de inversión en América Latina y el Caribe [Informe]. - Washington, D.C. : BID, 2003.

BID Banco Interamericano de Desarrollo Planes Estratégicos Sectoriales (PES) [Informe]. - Washington, D.C. : BID, 2008-2010.

CEPIS Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente Biblioteca Virtual de Desarrollo Sostenible y Salud Ambiental [En línea]. - 2008. - Octubre de 2014. - <http://www.bvsde.paho.org>.

Cooper P., Smith M. and Maynard H. The desing and performance of a nitrifying vertical-flow Reed Bed treatment system [Informe]. - [s.l.] : ELSEVIER, 1997.

Corrales María Elena Gobernabilidad de los Servicios de Agua Potable y Saneamiento en América Latina. South American Technical Advisory Committee (SAMTAG), Global Water Partnership (GWP) [Informe]. - [s.l.] : CEPAL, 2003.

Crites Ronald and Tchobanoglous George Small and decentralized waste water management system [Libro]. - Míchigan, USA : McGraw Hill, 2000.

de Lemos Chernicharo Carlos Augusto Biological Wastewater Treatment Series: Anaerobic Reactors [Libro]. - London-Inglaterra, UK : IWA Publishing, 2007.

Díaz-Báez María Consuelo, Espitia Sandra Eliana and Molina Pérez Francisco DISGESTIÓN ANAEROBIA: Una Aproximación a la Tecnología [Libro]. - Bogotá : UNIBLIOS, 2002.

EPA United States Enviromental Protection Agency Wastewater Technology Fact Sheet. Wetlands: Subsurface Flow [Informe]. - Washington, D.C.-USA : EPA, 2000.

Fundación AGUATUYA Tratamiento Descentralizado de Aguas Servidas Domésticas y estudio de caso [Informe]. - Cochabamba : [s.n.], 2012.



García Joan [et al.] Initial contaminant removal performance factors in horizontal flow reed beds used for treating urban wastewater [Libro]. - Barcelona, España : Technical University of Catalonia, 2004.

García Serrano Joan and Corzo Hernández Angélica Depuración con Humedales construidos: Guía práctica de diseño, construcción y explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial [Libro]. - Barcelona, España : Universitat Oberta de Catalunya, 2012.

Henry J. Glynn and Heinke Gary W. INGENIERÍA AMBIENTAL [Libro]. - México, D.F. - México : PRENTICE HALL, 1999.

INEC Instituto Nacional de Estadísticas y Censos Censo de Población y de Vivienda 2010 [Libro]. - Quito : [s.n.], 2011.

Jouralev Andrei Drinking water supply and sanitation services at the threshold of the XXI Century [Informe]. - [s.l.] : UN-CEPAL, 2004.

Kayombo S., Mbwette T. S. and Katima J. H. Waste Stabilization Ponds and Constructed Wetlands Design Manual [Libro]. - Dar es Salaam, Tanzania : University of Dar es Salaam, 2005.

Kujawa-Roeleveld Katarzyna and Zeeman Grietje Anaerobic Treatment in Decentralised and Source-Separation-Based Sanitation Concepts [Artículo de revista] // Environmental Science and Bio/Technology. - 2006. - pp. 115-139.

Lahera Ramón Virginia Infraestructura Sustentable: Las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales [Publicación periódica] // Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal. - 2010.

Lin Shun Dar WATER AND WASTEWATER CALCULATIONS MANUAL [Libro]. - New York-USA : McGraw-Hill, 2007.

Mara Ducan Low Cost Urban Sanitation [Libro]. - Leeds, Inglaterra : Wiley, 1996.

Massoud May A., Tarhini Akram and Nasr Joumana A. Decentralized Approaches to Wastewater Treatment and Management: Applicability in Developing Countries [Informe]. - Beirut : ELSEVIER, 2009.

McGranahan Gordon and Satterthwaite David Governace and getting the private sector to provide better water and sanitation services to the urban poor [Informe]. - London : International Institute for Enviromental and Development (IIED), 2006.

Metcalf & Eddy Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse [Informe]. - [s.l.] : McGraw Hill, 2003.

Montesdeoca Ángel Mariano Tratamiento de Aguas Residuales en la Urbanización Ciudad Politécnica, Cantón Bolívar, Provincia de Manabí [Informe]. - Manabí, Ecuador : [s.n.], 2013.



Navia María del Rosario, Arroyo Victor and Gómez Román Acceso al agua y saneamiento para todos y el derecho humano al agua en la región de América [Informe]. - [s.l.] : BID, 2011.

Neira Alfonso Evaluación de los Sistemas Urbano-Marginales y Rurales de Aguas Residuales del Cantón Cuenca [Informe]. - Cuenca : ETAPA, 2005.

Once Sarmiento David Jonas and Ruiz Herrera Johnny Fernando Evaluación de las Plantas de Depuración de Agua Residual de las Comunidades de Soldados y Churuguzo, Cantón Cuenca, Azuay [Informe]. - Cuenca, Ecuador : Universidad de Cuenca, 2014.

OPS Organización Panamericana de la Salud Informa regional sobre la evaluación 2000 en la región de las Américas: agua potable y saneamiento, estado actual y perspectivas. [Informe]. - Washington, D.C. : [s.n.], 2001.

Ordóñez Galo Diagnóstico y evaluación preliminar de los sistemas de depuración de aguas residual que sirven a centros parroquiales y caseríos en el cantón Cuenca [Informe]. - Cuenca : ETAPA, 2009.

Pearce-Oroz Gleen Los desafíos del agua y saneamiento rural en América Latina para la próxima década [Informe]. - Lima : El Banco Mundial, 2011.

Pozo Yépez César Germán FITOREMEDIACIÓN DE LAS AGUAS DEL CANAL DE RIEGO LATACUNGA-SALCEDO-AMBATO MEDIANTE HUMEDALES VEGETALES A NIVEL DE PROTOTIPO DE CAMPO SALCEDO-COTOPAXI [Libro]. - Ambato-Ecuador : Universidad Técnica de Ambato, 2012.

Reed S. C., Crites R. W. and Middlebrooks E. J. Natural systems for waste management and treatment [Libro]. - New York-USA : McGraw-Hill, 1995.

Rodríguez Jenny Alexandra Tratamiento Anaerobio de Aguas Residuales [Informe]. - Cali - Colombia : Universidad el Valle, 2004.

Romero Rojas Jairo Alberto Tratamiento de Aguas Residuales: Teoría y Principios de Diseño [Libro]. - Bogotá : Escuela Colombiana de Ingeniería, 2001.

SENPLADES Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo Informe Nacional de los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) [Informe]. - Quito : [s.n.], 2007.

Torres Patricia Perspectivas del Tratamiento Anaerobio de aguas residuales domésticas en países en desarrollo [Publicación periódica] // Escuela de Ingeniería de Antioquía. - 2012. - págs. 115-129.

Troschinetz AM and Mihelcic JR Sustainable recycling of municipal solid waste in developing countries [Informe]. - Florida, USA : [s.n.], 2009.

UNAM Universidad Nacional Autónoma de México Sustentabilidad de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales [Informe]. - México D.F. : UNAM.



Universidad de Cuenca

Van Haandel Adrianus and Van Der Lubbe Jeroen Handbook biological waste water treatment: Design and optimisation of activated sludge systems [Libro]. - Leidschendam : UITGEVERIJ QUIST, 2007.

WHO/UNICEF JMP Progress on sanitation and drinking-water, 2010 update [Informe]. - [s.l.] : UNICEF, 2010.

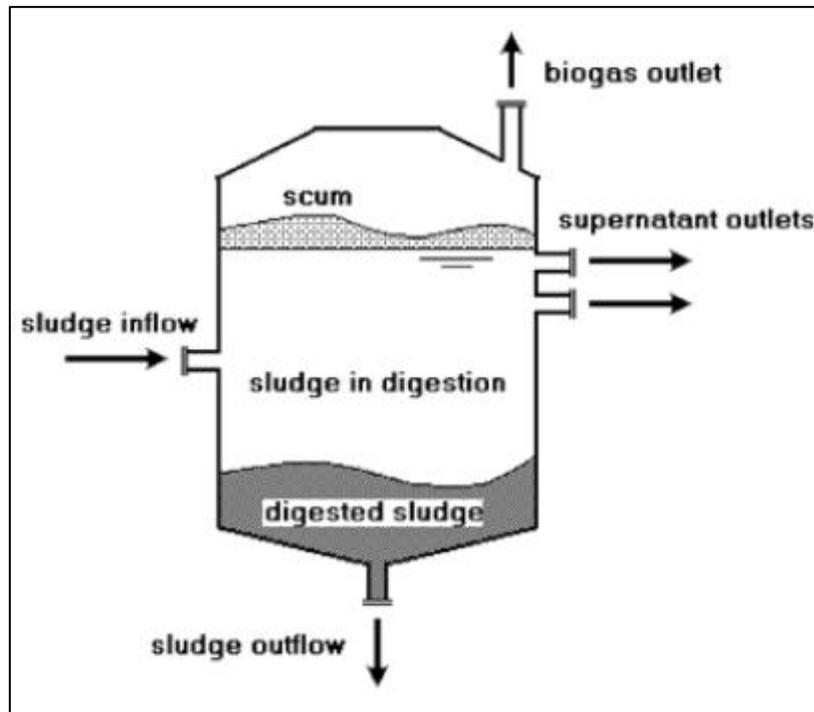
WHO/UNICEF JMP Progress on Sanitation and drinking-water, 2014 update [Informe]. - [s.l.] : UNICEF, 2014.

Zitomer D. H. and Speece R. E. Sequential environments for enhanced biotransformation of aqueous contaminants [Informe]. - [s.l.] : Environmental Science & Technology, 1993.

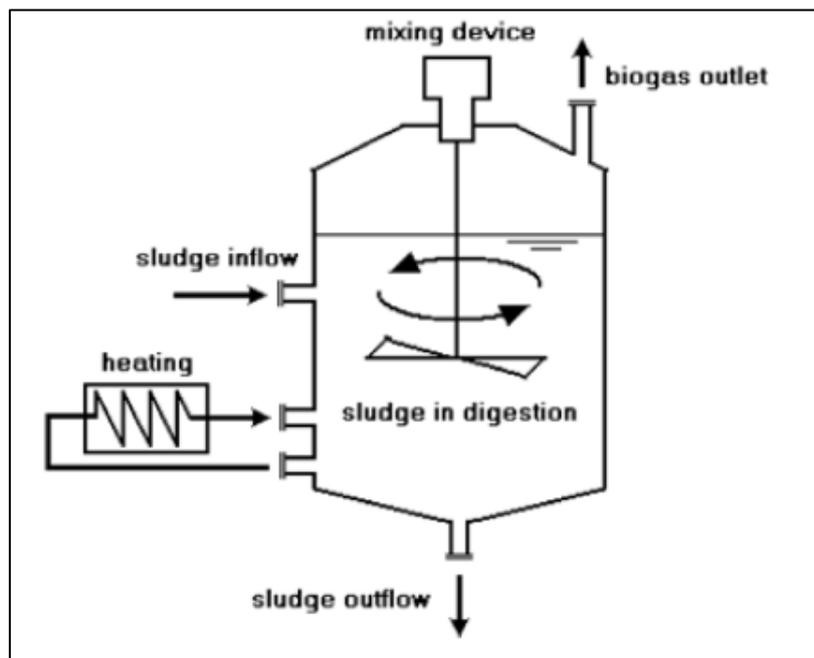
7. ANEXOS

ANEXO A. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LOS SISTEMAS ANAEROBIOS

ANEXO A. 1 Digestores de Lodo

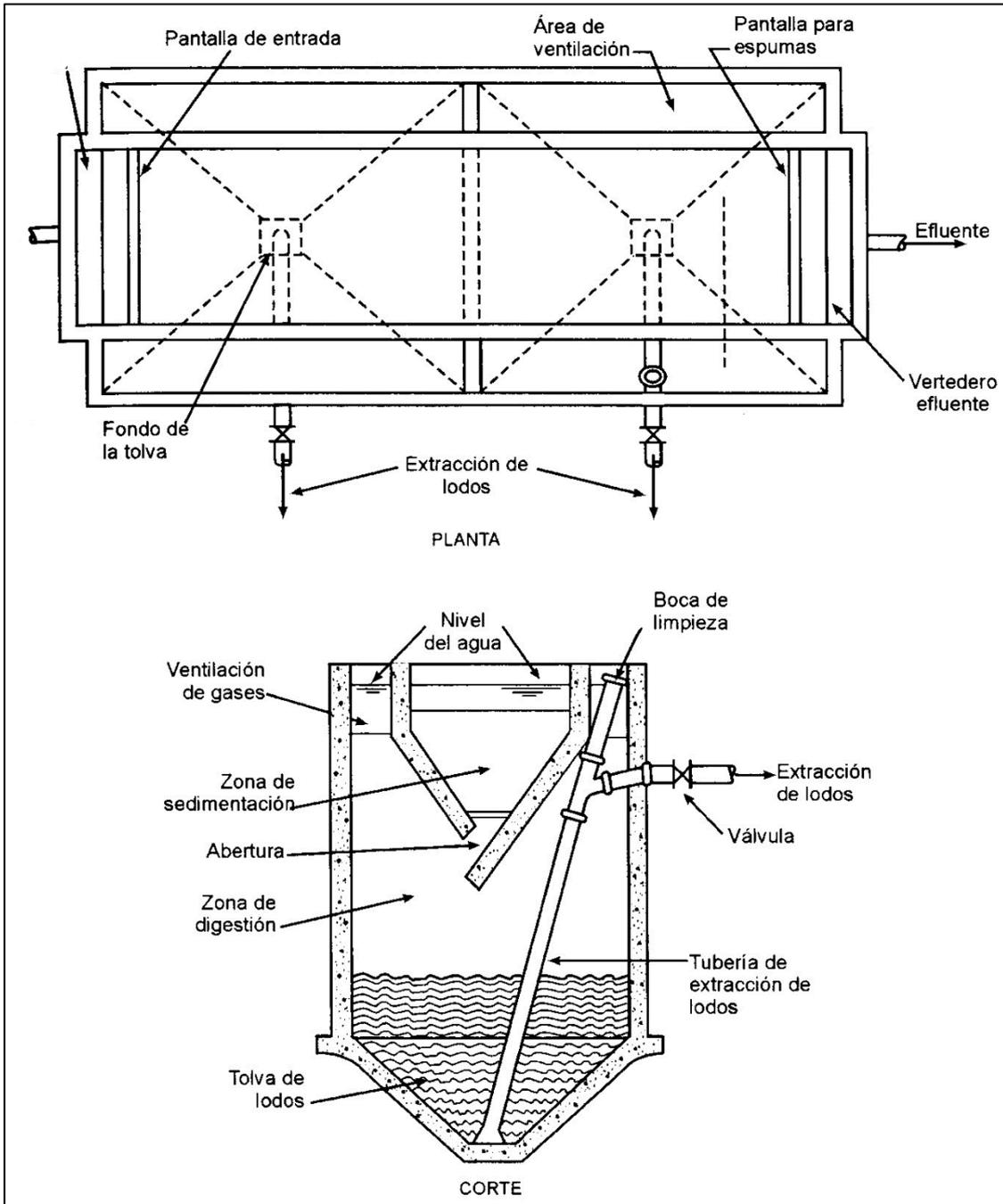


Digestor anaerobio de lodo (de baja tasa)

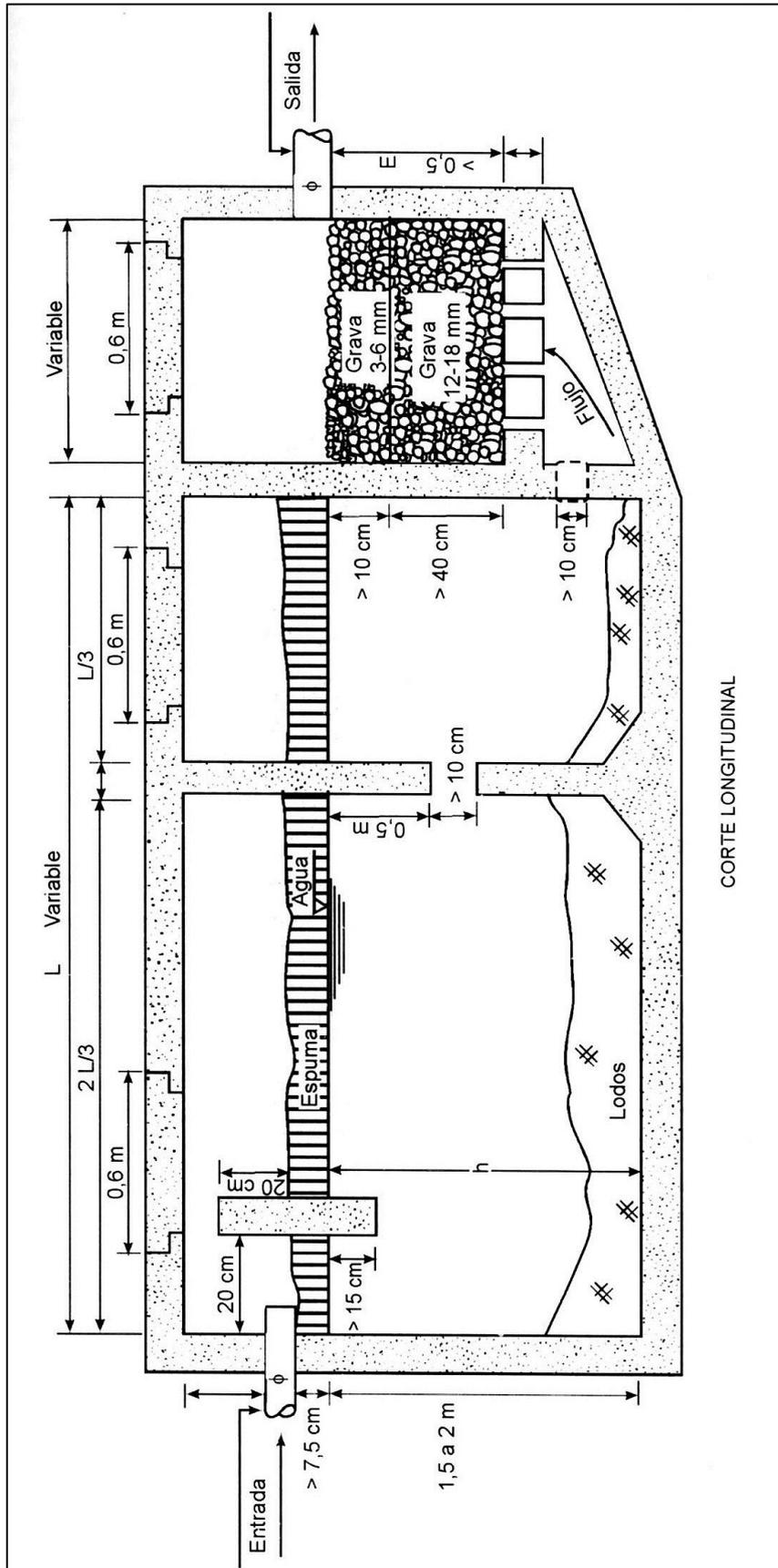


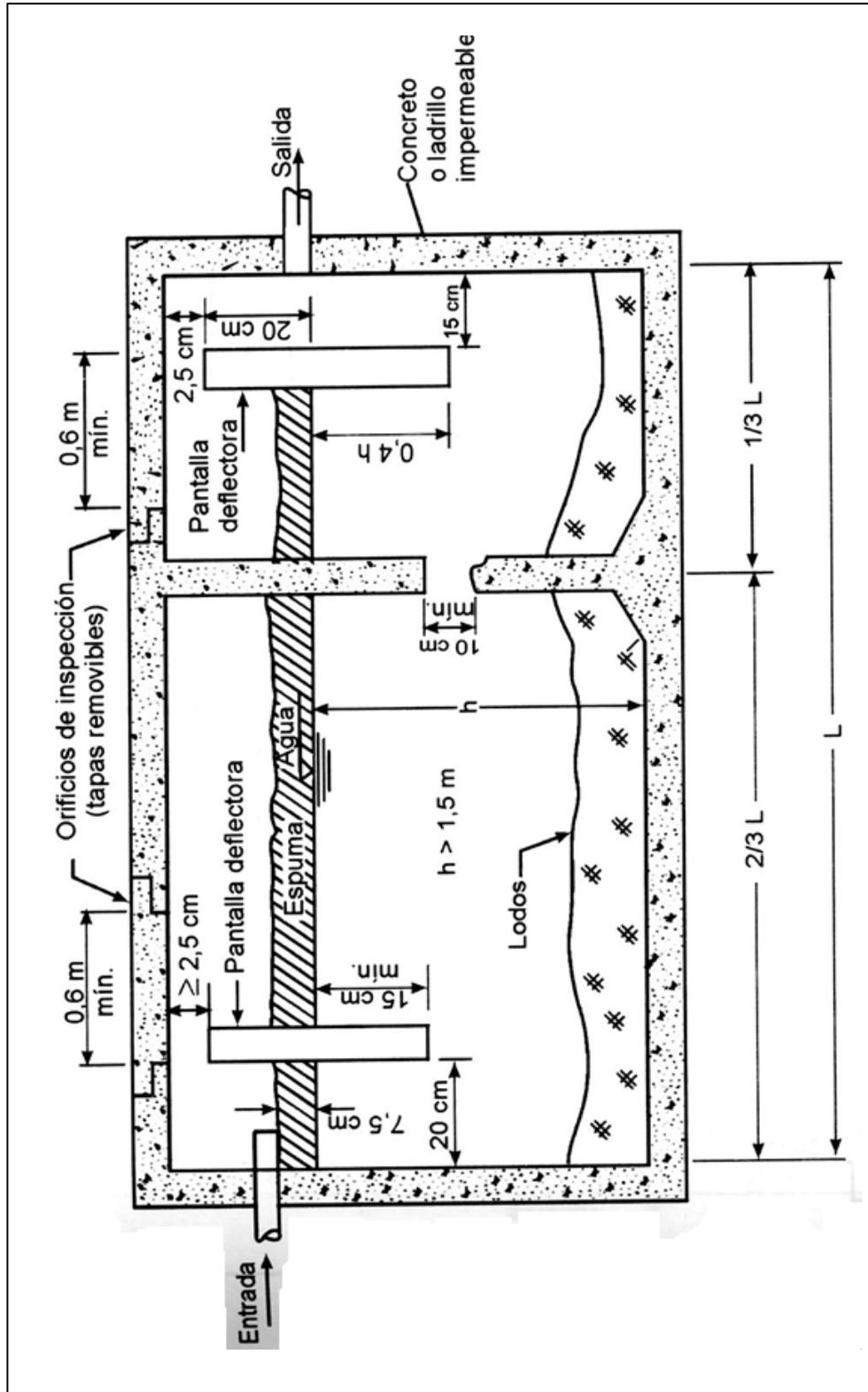
Digestor anaerobio de lodo en una etapa (de alta tasa)

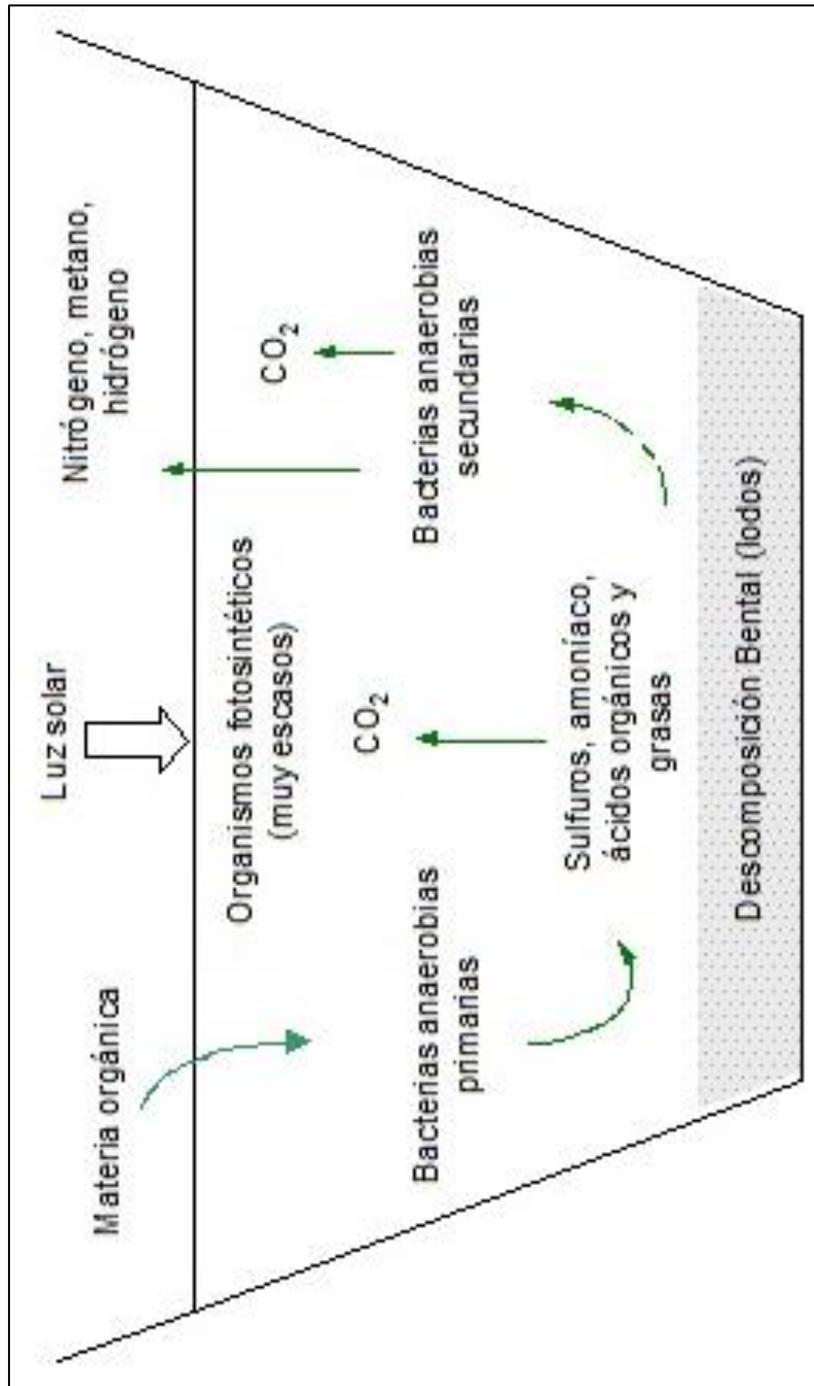
ANEXO A. 2 Tanque Imhoff



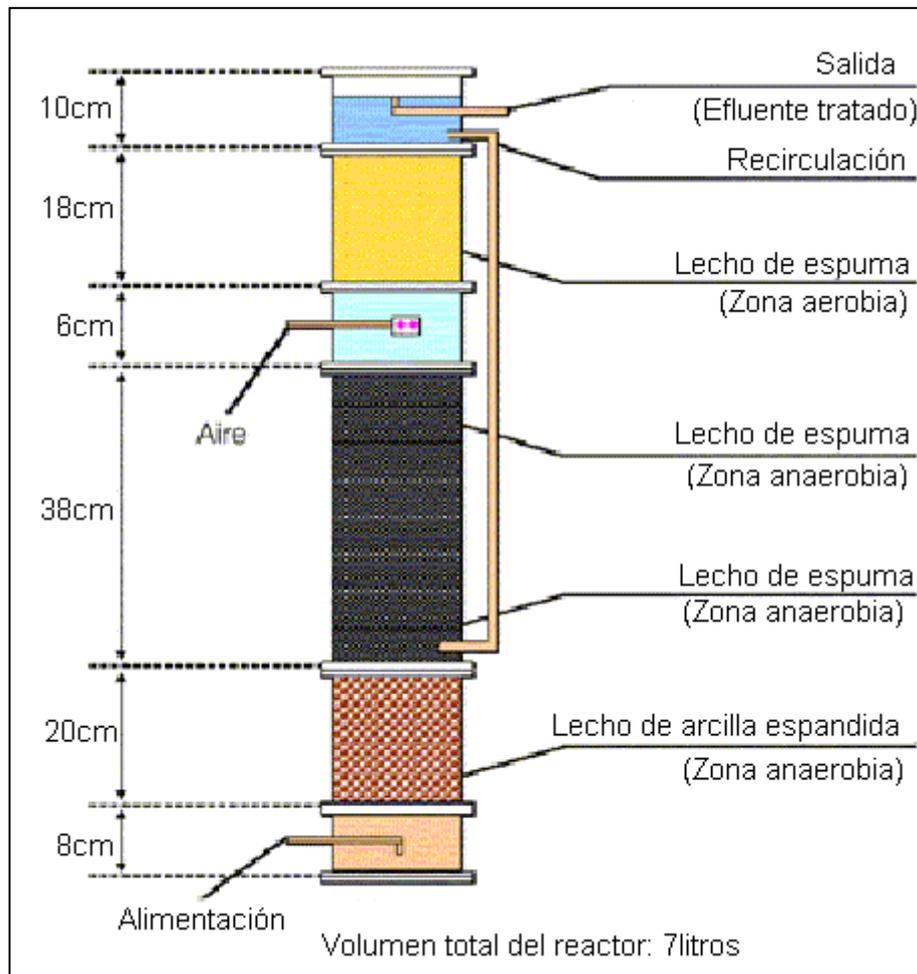
ANEXO A. 3 Tanques Sépticos





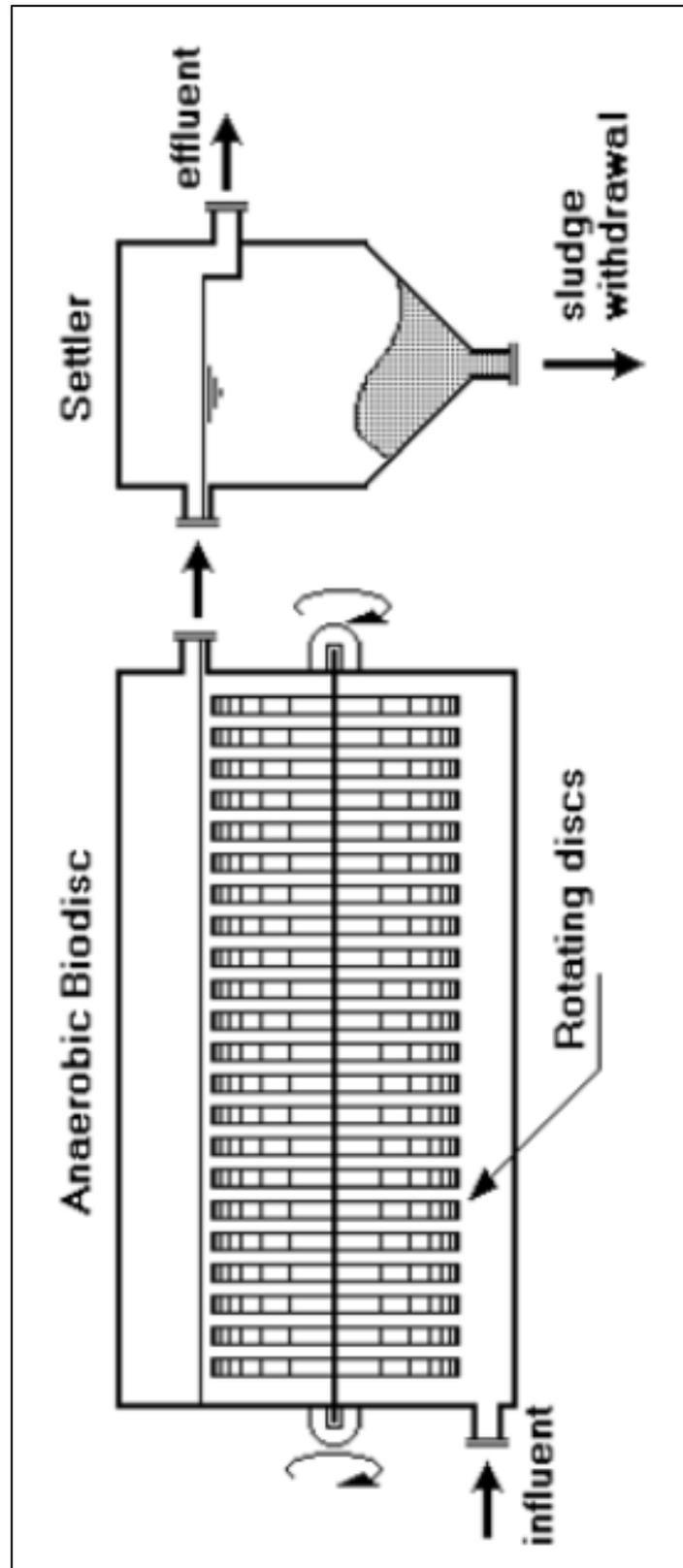


ANEXO A. 5 Reactores de Lecho Fijo

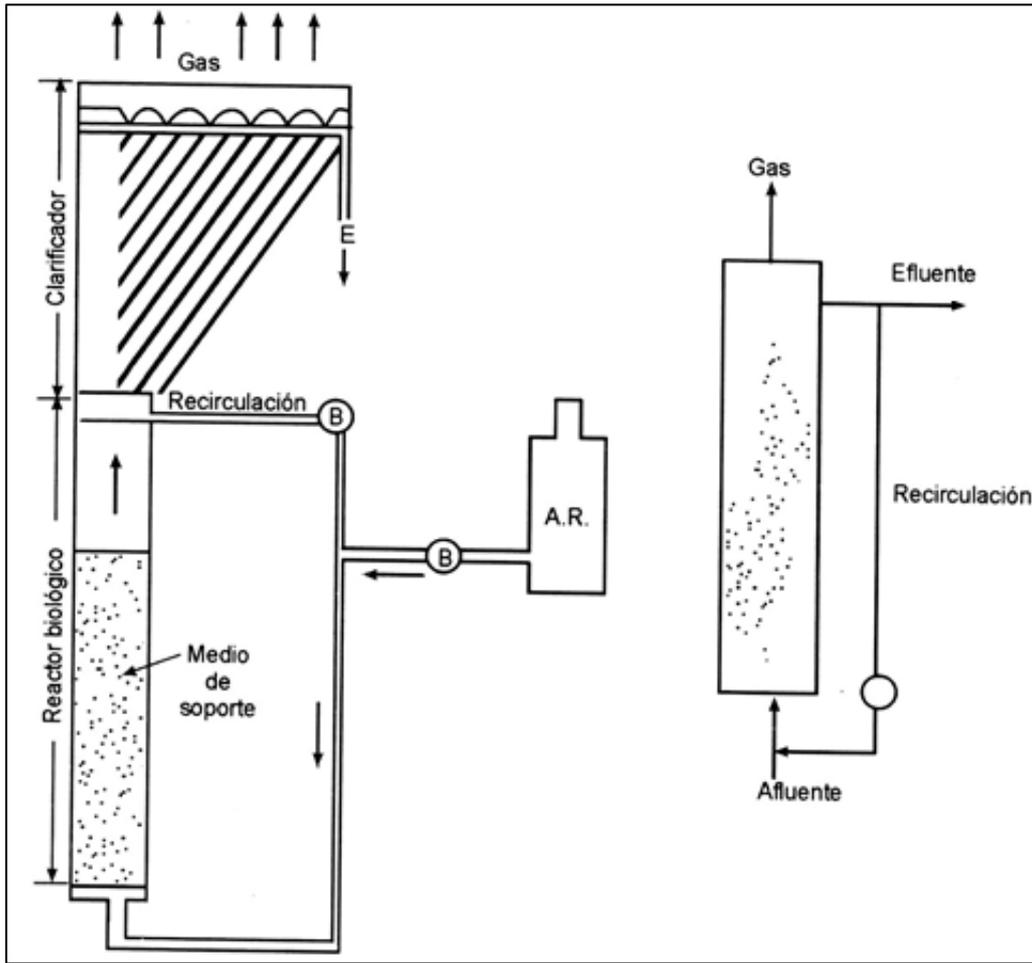


Reactor anaerobio de lecho fijo y flujo ascendente

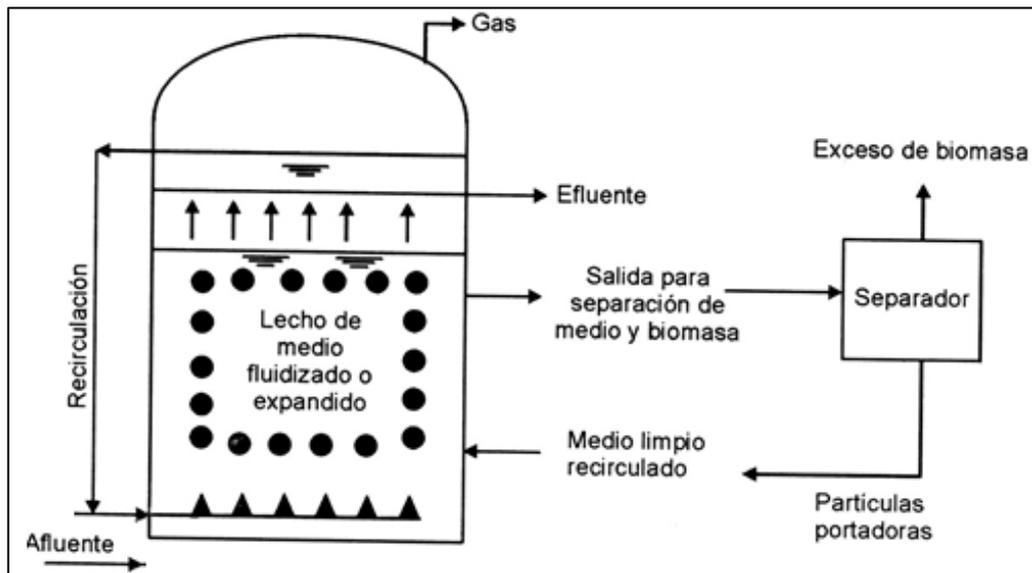
ANEXO A. 6 Reactores de Lecho Rotacional



ANEXO A. 7 Reactores de Lecho Expandido/Fluidizado



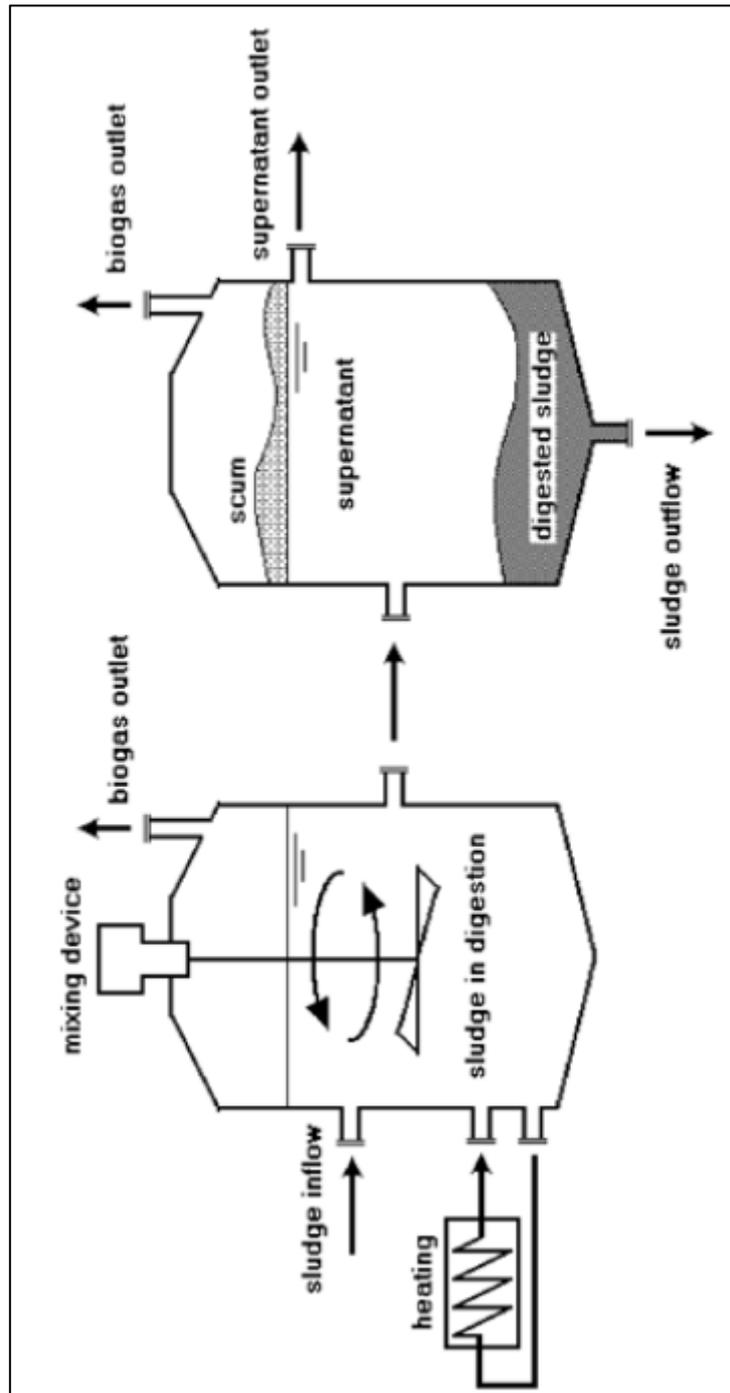
Reactor de Lecho Expandido

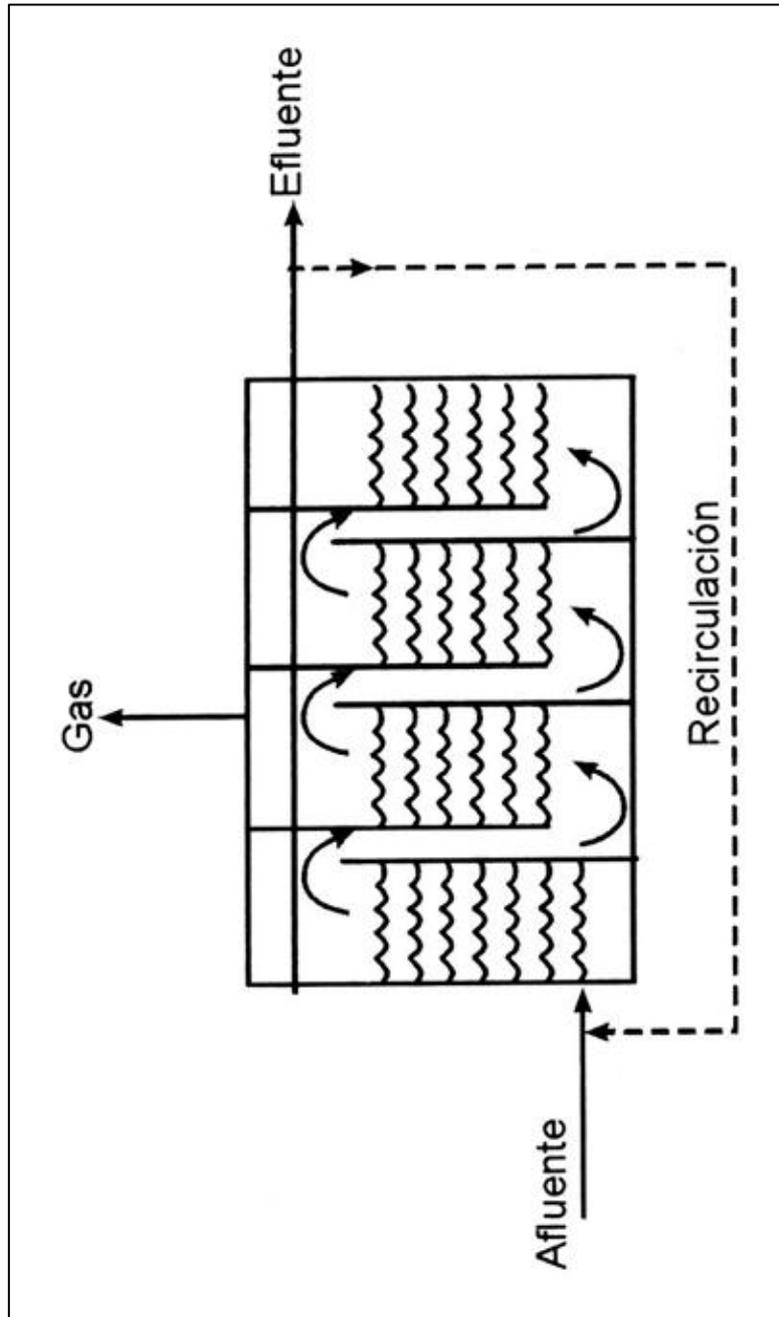


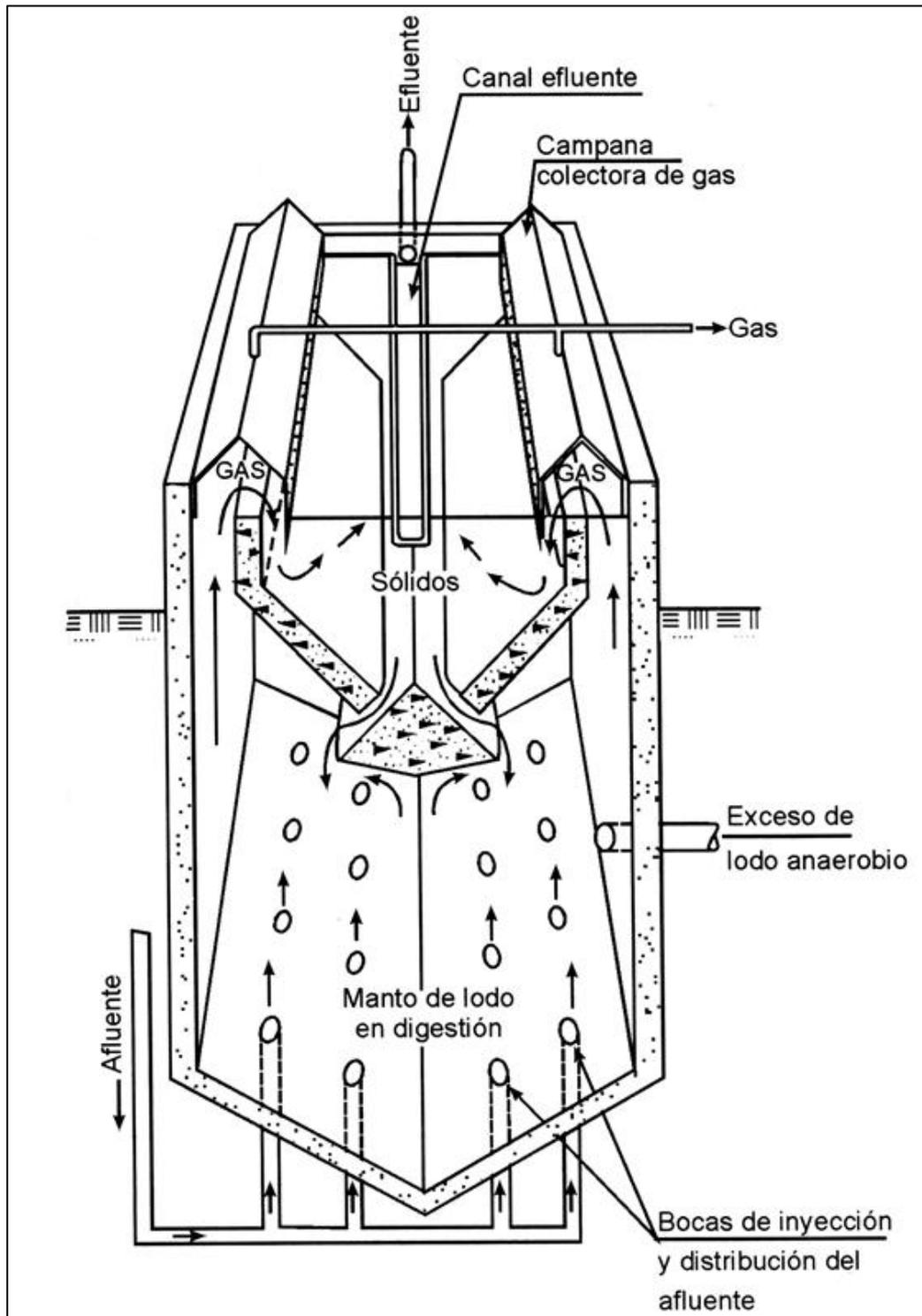
Reactor de Lecho Fluidizado



ANEXO A. 8 Reactores de 2 Etapas

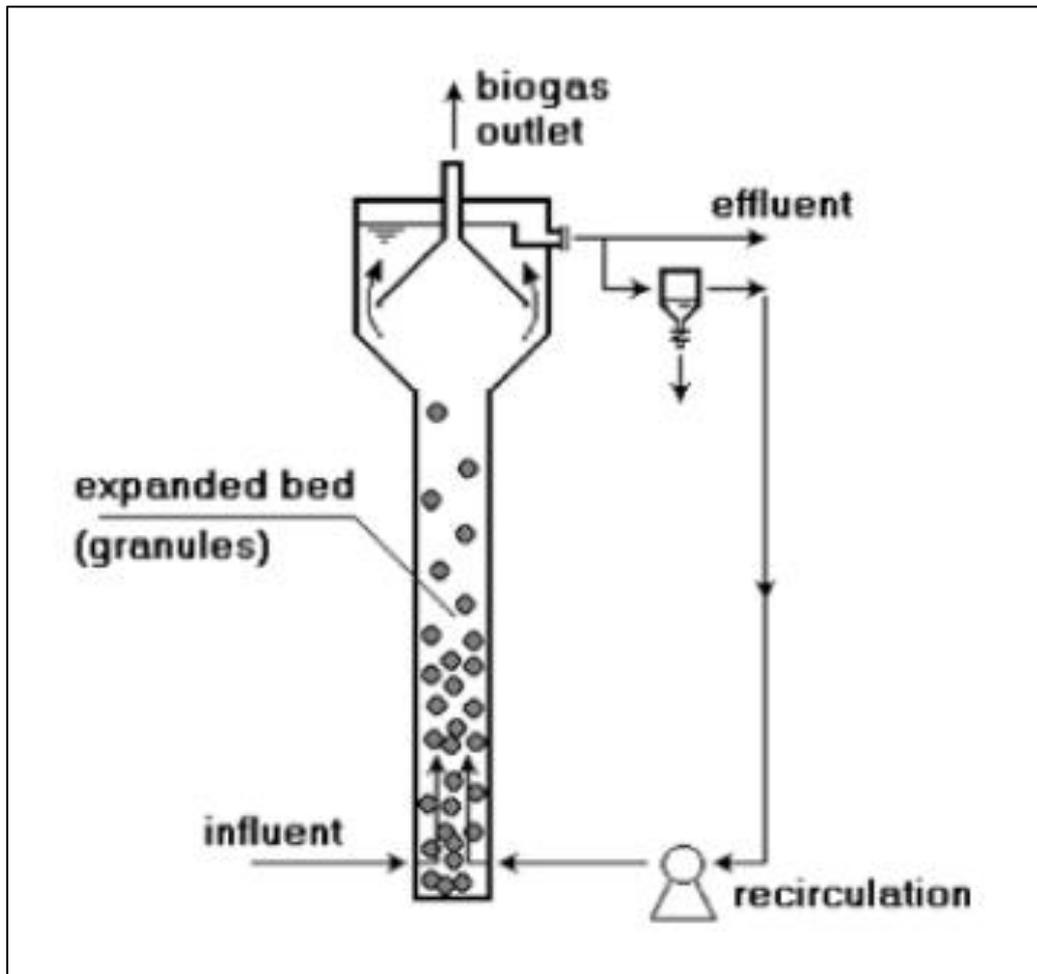






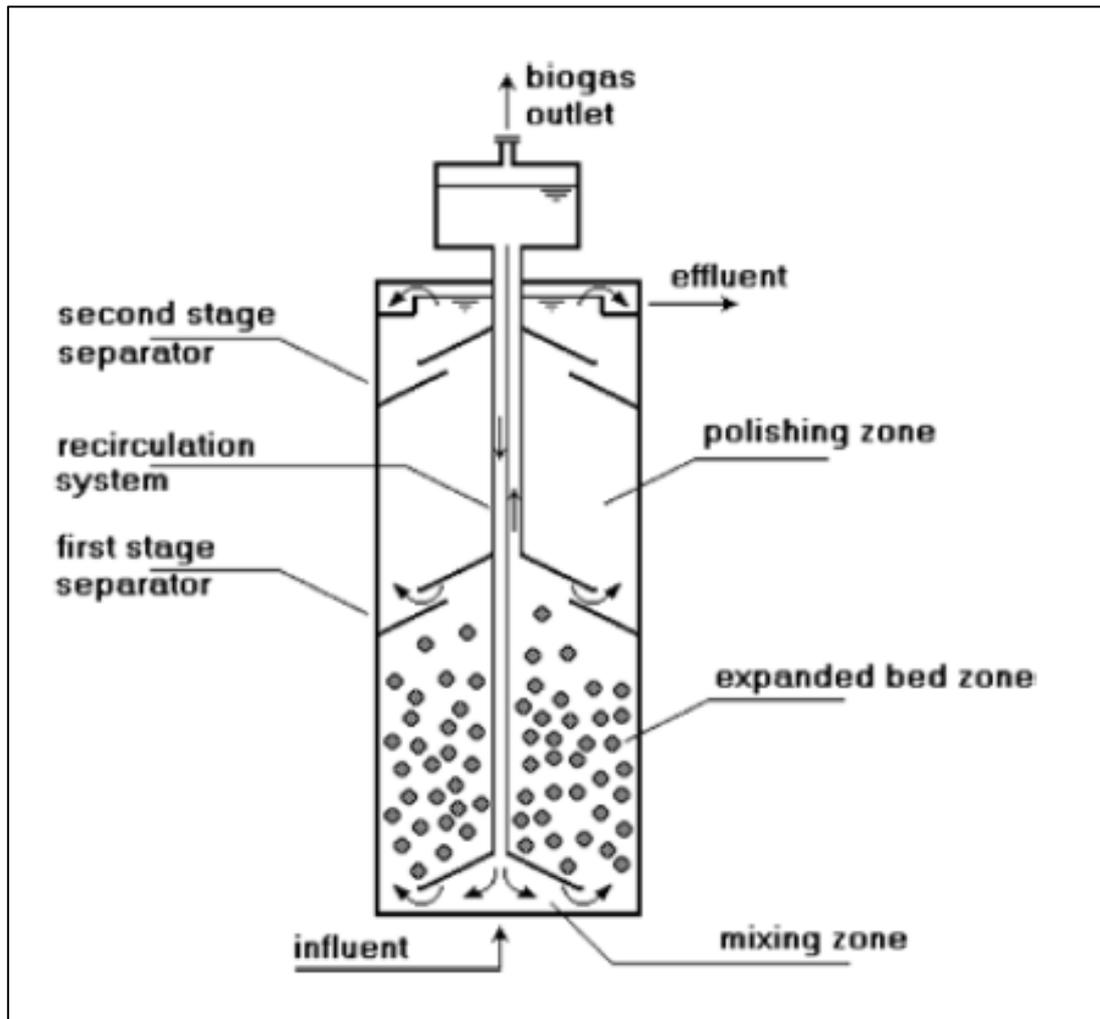


ANEXO A. 11 Reactores Granulares Expandidos





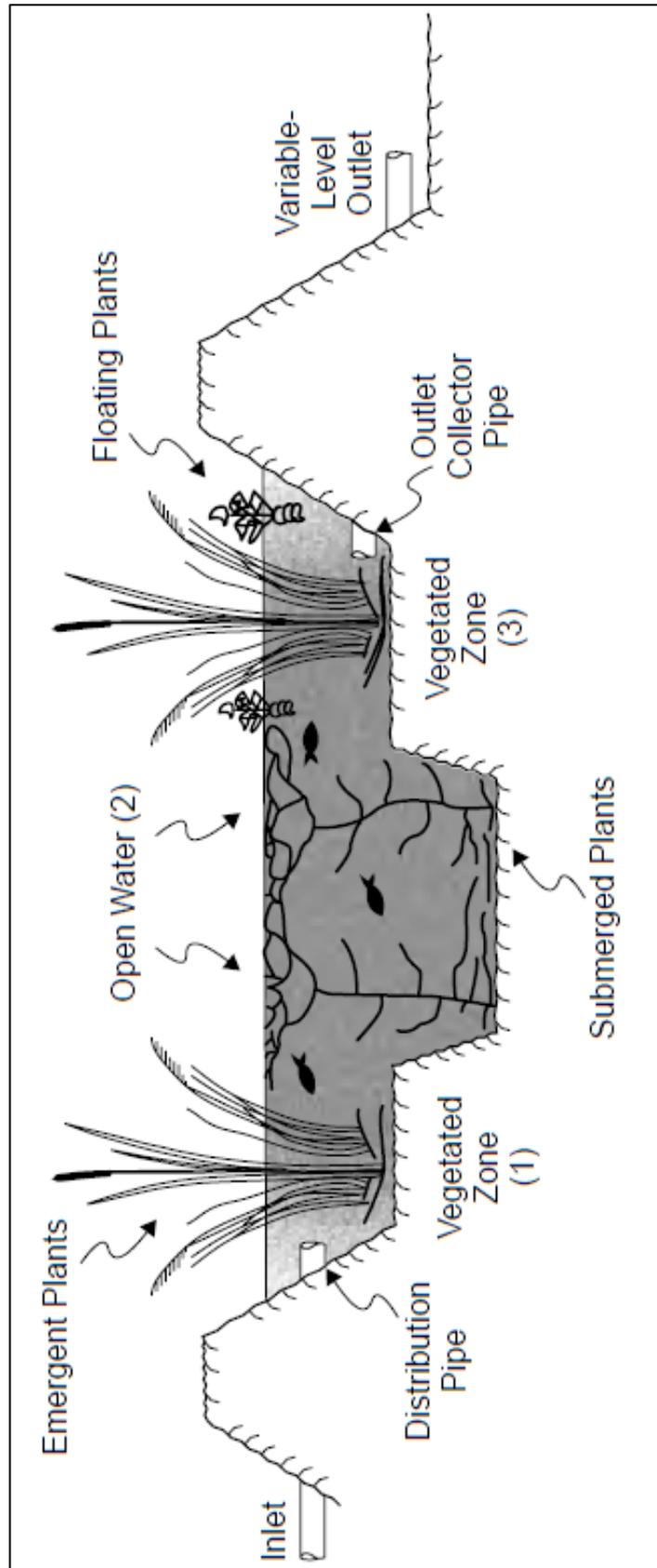
ANEXO A. 12 Reactores con Recirculación Interna





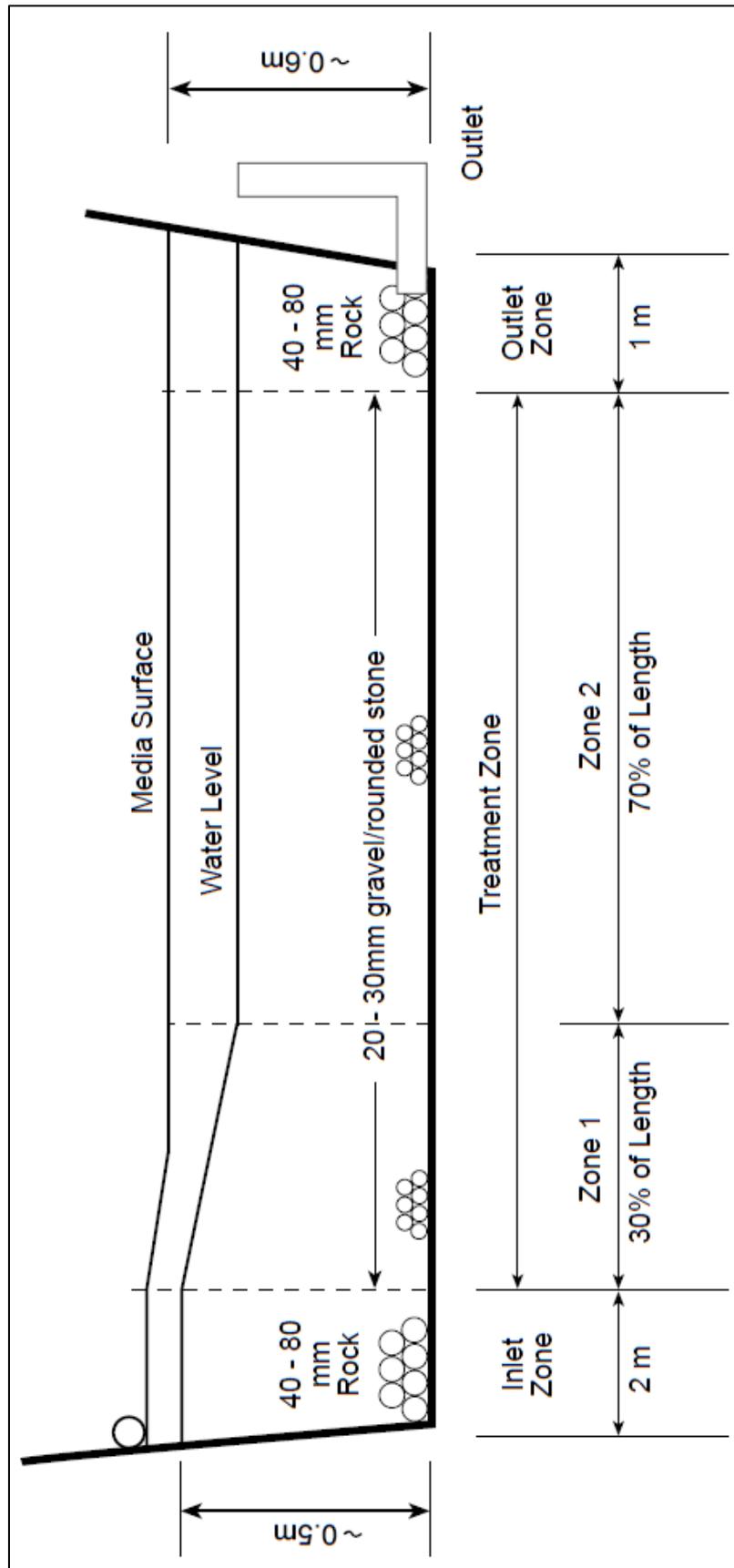
ANEXO B. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE HUMEDALES ARTIFICIALES

ANEXO B. 1 Humedales Artificiales de Flujo Superficial





ANEXO B. 2 Humedales Artificiales de Flujo Sub-superficial





ANEXO C. CARACTERIZACIONES REALIZADAS EN LA PTAR

ANEXO C. 1 Caracterización N° 1, fuente ETAPA EP

LABORATORIO DE SANEAMIENTO Panamericana Norte Km. 5 y 1/2. – Cuenca Telf : 4175557 - 4175568	Laboratorio de Ensayo Acreditado por el OAE con Acreditación N° OAE LE 2C 06-004	INFORME DE RESULTADOS Página 1 de 2
---	---	---

FECHA: 2014/06/24 INFORME N°: 315/14

CLIENTE
 NOMBRE: ING. PAUL TORRES CLAVIJO
 DIRECCIÓN: Panamericana Norte Km 5 ½ - Cuenca

MUESTRA
 CODIGO: 315/01-03/14
 DESCRIPCIÓN: Agua residual doméstica
 PROCEDENCIA: PTAR Soldados
 FECHA DE RECEPCIÓN: 2014/06/17
 ENTREGADAS POR: Sr. David Once y Sr. Johnny Ruiz

RESULTADOS

PARAMETRO	METODO	FECHA REALIZACION	UNIDADES	ENTRADA A LA PLANTA 315/01/14
ALCALINIDAD TOTAL *	SM 2320 B	2014/06/17	mgCaCO3/l	40.74
DBO5	PEE/LS/FQ/01	2014/06/17 2014/06/22	mg/l	33
DQO	PEE/LS/FQ/02	2014/06/17	mg/l	149
FÓSFORO TOTAL	PEE/LS/FQ/03	2014/06/20	mg/l	1.45
NITROGENO AMONIACAL *	SM 4500 NH3 C	2014/06/20	mg/l	3.3
pH *	SM 4500 H B	2014/06/17		6.96
SÓLIDOS SEDIMENTABLES *	SM 2540 F	2014/06/17	ml/l	1.5
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	PEE/LS/FQ/04	2014/06/17	mg/l	53
SÓLIDOS TOTALES	SM 2540 B	2014/06/17	mg/l	162
COLIFORMES TOTALES *	SM 9221 E	2014/06/17 2014/06/19	NMP/ 100 ml	7.9E+05
COLIFORMES TERMOTOLERANTES *	SM 9221 E	2014/06/18 2014/06/20	NMP/ 100 ml	2.7E+05

PARAMETRO	METODO	FECHA REALIZACION	UNIDADES	SALIDA DE FOSA SÉPTICA 315/02/14
ALCALINIDAD TOTAL *	SM 2320 B	2014/06/17	mgCaCO3/l	38.59
DBO5	PEE/LS/FQ/01	2014/06/17 2014/06/22	mg/l	**
DQO	PEE/LS/FQ/02	2014/06/17	mg/l	38
FÓSFORO TOTAL	PEE/LS/FQ/03	2014/06/20	mg/l	0.69
NITROGENO AMONIACAL *	SM 4500 NH3 C	2014/06/20	mg/l	1.8
pH *	SM 4500 H B	2014/06/17		6.66
SÓLIDOS SEDIMENTABLES *	SM 2540 F	2014/06/17	ml/l	0.0
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	PEE/LS/FQ/04	2014/06/17	mg/l	15
SÓLIDOS TOTALES	SM 2540 B	2014/06/17	mg/l	95
COLIFORMES TOTALES *	SM 9221 E	2014/06/17 2014/06/19	NMP/ 100 ml	4.9E+05
COLIFORMES TERMOTOLERANTES *	SM 9221 E	2014/06/18 2014/06/20	NMP/ 100 ml	1.7E+05

** La DBO es menor a la esperada, < 20 mg/l

- Los resultados contenidos en el presente informe solo afectan a los objetos sometidos al ensayo.
 - Este informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio.
 - "Los ensayos marcados con (*) NO están incluidos en el alcance de la acreditación del OAE"

MC0406-13



LABORATORIO DE SANEAMIENTO Panamericana Norte Km. 5 y 1/2. – Cuenca Telf : 4175557 - 4175568	Laboratorio de Ensayo Acreditado por el OAE con Acreditación N° OAE LE 2C 06-004	INFORME DE RESULTADOS Página 2 de 2
---	---	---

PARAMETRO	METODO	FECHA REALIZACION	UNIDADES	SALIDA DE LA PLANTA 315/03/14
ALCALINIDAD TOTAL *	SM 2320 B	2014/06/17	mgCaCO3/l	49.31
DBO5	PEE/LS/FQ/01	2014/06/17 2014/06/22	mg/l	**
DQO	PEE/LS/FQ/02	2014/06/17	mg/l	35
FÓSFORO TOTAL	PEE/LS/FQ/03	2014/06/20	mg/l	0.52
NITROGENO AMONIACAL *	SM 4500 NH3 C	2014/06/20	mg/l	2.25
pH *	SM 4500 H B	2014/06/17		6.9
SÓLIDOS SEDIMENTABLES *	SM 2540 F	2014/06/17	ml/l	0.5
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	PEE/LS/FQ/04	2014/06/17	mg/l	29
SÓLIDOS TOTALES	SM 2540 B	2014/06/17	mg/l	90
COLIFORMES TOTALES *	SM 9221 E	2014/06/17 2014/06/19	NMP/ 100 ml	7.9E+04
COLIFORMES TERMOTOLERANTES *	SM 9221 E	2014/06/18 2014/06/20	NMP/ 100 ml	1.7E+04

** La DBO es menor a la esperada, < 10 mg/l.

SM: STANDARD METHODS, Edición 22

PARÁMETRO	DBO5	DQO (>100)	DQO (<100)	FOSFORO TOTAL	SOLIDOS SUSPEND.	SÓLIDOS TOTALES
INCERTIDUMBRE	18.12 % (95 %, k=1.96)	12.7% (95 %, k=1.96)	13.05% (95 %, k=1.99)	9.04% (95 %, k=1.96)	10.76% (95 %, k=1.96)	17.21 % (95 %, k=1.96)

Atentamente,

Dra. Rocío Tenorio T.
RESPONSABLE DEL LABORATORIO (E)

- Los resultados contenidos en el presente informe solo afectan a los objetos sometidos al ensayo.
- Este informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio.
- "Los ensayos marcados con (*) NO están incluidos en el alcance de la acreditación del OAE"

MC0406-13



LABORATORIO DE SANITARIA

RESULTADOS DE ANALISIS FISICO-QUIMICO DE AGUA

Muestra procedencia:	Planta de Tratamiento de Agua Residual de la Comunidad de Churuguzo.- Parroquia Tarqui.- Cuenca		
Tipo de muestra:	Compuesta en tiempo		
Condiciones climatológicas:	Periodo de estiaje		
Fecha de toma y análisis:	23 de Diciembre del 2014		
Análisis solicitado por:	Ing. Andrés Alvarado M.		

PARAMETRO	1 Agua cruda	2 Salida del tanque séptico	UNIDAD	OBSERVACIONES
HORA				
TEMPERATURA			°C.	in situ
CAUDAL: L/S				
CONDUCTIVIDAD	321,0	361,0	microsiemens/ cm	
SOLIDOS SEDIMENTABLES	2,5	1,8	ml/l	
SOLIDOS TOTALES	132,0	242,0	mg/l	
SOLIDOS TOTALES FIJOS	64,0	140,0	mg/l	
SOLIDOS TOTALES VOLATILES	16,0	92,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES	48,0	98,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS FIJOS	32,0	58,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS VOLATILES	16,0	40,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	84,0	144,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS	32,0	82,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES	52,0	112,0	mg/l	
PH	6,98	7,17		
ALCALINIDAD TOTAL	109,0	115,4	mg/l, CaCO3	
P. ORTOFOSFATOS TOTAL	0,071	0,092	mg/l	como Fósforo
CLORUROS	22,7	25,0	mg/l	
N. NITRATOS	0,205	0,263	mg/l	como Nitrógeno
N. AMONIACAL	11,50	13,50	mg/l	como Nitrógeno
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO	90,0	79,5	mg/l	
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO	252,0	164,0	mg/l	

Responsable:

Dra. Guillermina Pauta C.
JEFE DE LABORATORIO



ANEXO C. 3 Caracterización N° 3, fuente ETAPA EP

LABORATORIO DE SANEAMIENTO Panamericana Norte Km. 5 y 1/2. – Cuenca Telf : 4175557 - 4175568	Laboratorio de Ensayo Acreditado por el OAE con Acreditación N° OAE LE 2C 06-004	INFORME DE RESULTADOS Página 1 de 1
---	---	---

FECHA: 2014/12/24 INFORME N°: 612/14

CLIENTE
 NOMBRE: ING. PAUL TORRES
 DIRECCIÓN: Panamericana Norte Km 5 1/2

MUESTRA
 CODIGO: 612/01 -02/14
 DESCRIPCIÓN: Agua Residual
 PROCEDENCIA: Planta de Churuguzo
 FECHA DE RECEPCIÓN: 2014/12/17
 ENTREGADAS POR: Ing. Luis Guillén

RESULTADOS

PARAMETRO	METODO	FECHA REALIZACION	UNIDADES	AFLUENTE 612/01/14	EFLUENTE 612/02/14
DBO5	PEE/LS/FQ/01	2014/12/17 2014/12/22	mg/l	105	20
DQO	PEE/LS/FQ/06	2014/12/17	mg/l	400	128
NITROGENO AMONIAICAL *	SM 4500 NH3 C	2014/12/22	mg/l	10.67	13.04
NITROGENO ORGANICO *	SM 4500 Norg B	2014/12/23	mg/l	15.41	6.52
OXIGENO DISUELTO **	SM 4500 O-G	2014/12/17	mg/l	2.7	4.1
SOLIDOS SUSPENDIDOS	PEE/LS/FQ/04	2014/12/17	mg/l	256	1*
SOLIDOS TOTALES	PEE/LS/FQ/05	2014/12/17	mg/l	598	234
COLIFORMES TOTALES *	SM 9221 E	2014/12/17 2014/12/19	NMP/ 100 ml	1.7E+07	7.0E+05
COLIFORMES TERMOTOLERANTES *	SM 9221 E	2014/12/18 2014/12/20	NMP/ 100 ml	1.7E+07	4.9E+05

SM: STANDARD METHODS, Edición 22

** El oxígeno disuelto fue determinado en el laboratorio, la muestra no estuvo fijada

PARAMETRO	DBO5	DQO (>100)	DQO (<100)	SOLIDOS SUSPEND.	SOLIDOS TOTALES
INCERTIDUMBRE	14.12 % (95 %, k=1.96)	12.7% (95 %, k=1.96)	13.05% (95 %, k=1.96)	10.76% (95 %, k=1.96)	17.21 % (95 %, k=1.96)

Atentamente,

Ing. Andrea Arévalo
RESPONSABLE DEL LABORATORIO



ANEXO C. 4 Caracterización N° 4, fuente ETAPA EP

LABORATORIO DE SANEAMIENTO Panamericana Norte Km. 5 y 1/2. – Cuenca Telf : 4175557 - 4175568	Laboratorio de Ensayo Acreditado por el OAE con Acreditación N° OAE LE 2C 06-004	INFORME DE RESULTADOS Página 1 de 1
---	---	---

FECHA: 2015/01/05 INFORME N°: 621/14

CLIENTE
 NOMBRE: ING. PAUL TORRES
 DIRECCIÓN: Panamericana Norte Km 5 1/2

MUESTRA
 CODIGO: 621/01 -02/14
 DESCRIPCIÓN: Agua Residual
 PROCEDENCIA: Planta de Churuguzo
 FECHA DE RECEPCIÓN: 2014/12/23
 ENTREGADAS POR: Ing. Luis Guillén

RESULTADOS

PARAMETRO	METODO	FECHA REALIZACION	UNIDADES	AFLUENTE 621/01/14	EFLUENTE 621/02/14
DBO5	PEE/LS/FQ/01	2014/12/23 2014/12/28	mg/l	79	24
DOO	PEE/LS/FQ/06	2014/12/23	mg/l	373	108
NITROGENO AMONIAICAL *	SM 4500 NH3 C	2014/12/29	mg/l	10.05	13.97
NITRÓGENO ORGÁNICO *	SM 4500 Norg B	2014/12/30	mg/l	10.33	5.03
OXIGENO DISUELTO **	SM 4500 O-G	2014/12/23	mg/l	1.1	1.8
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	PEE/LS/FQ/04	2014/12/23	mg/l	82	11
SÓLIDOS TOTALES	PEE/LS/FQ/05	2014/12/23	mg/l	284	219
COLIFORMES TOTALES *	SM 9221 E	2014/12/23 2014/12/25	NMP/ 100 ml	2.3E+06	3.5E+06
COLIFORMES TERMOTOLERANTES *	SM 9221 E	2014/12/24 2014/12/26	NMP/ 100 ml	2.3E+06	2.3E+05

SM: STANDARD METHODS, Edición 22

** El oxígeno disuelto fue determinado en el laboratorio, la muestra no estuvo fijada

PARAMETRO	DBO5	DOO (>100)	DOO (<100)	SÓLIDOS SUSPEND.	SÓLIDOS TOTALES
INCERTIDUMBRE	19.12 % (95 %, k=1.96)	12.7% (95 %, k=1.96)	13.05% (95 %, k=1.92)	10.76% (95 %, k=1.96)	17.21 % (95 %, k=1.96)

Atentamente,

Ing. Andrea Arévalo
RESPONSABLE DEL LABORATORIO



ANEXO D. LÍMITES DE DESCARGA A UN CUERPO DE AGUA DULCE

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas		mg/l	0,3
Arsénico total	As	mg/l	0,5
Alkil mercurio		mg/l	No detectable
Aluminio	Al	mg/l	5
Bario	Ba	mg/l	5
Cadmio	Cd	mg/l	0,2
Cianuro total	CN ⁻	mg/l	0,2
Cobre	Cu	mg/l	1
Cobalto	Co	mg/l	0,5
Coliformes Fecales	nmp/100 ml		Remoción > al 99,9%
Color real	Color real	unidades de color	* Inapreciable en dilución: 1/20
Cromo hexavalente	Cr ⁺⁶	mg/l	0,5
Compuestos fenólicos	Expresado como fenol	mg/l	0,2
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	D.B.O ₅ .	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	D.Q.O.	mg/l	250
Fósforo Total	P	mg/l	10
Fluoruros	F	mg/l	5
Hidrocarburos Totales de Petróleo.	TPH	mg/l	20
Materia flotante	Visibles		Ausencia
Mercurio total	Hg	mg/l	0,01
Níquel	Ni	mg/l	2
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	40
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,5
Potencial de hidrógeno	pH		06-sep
Selenio	Se	mg/l	0,2
Sólidos Suspendidos Totales		mg/l	100



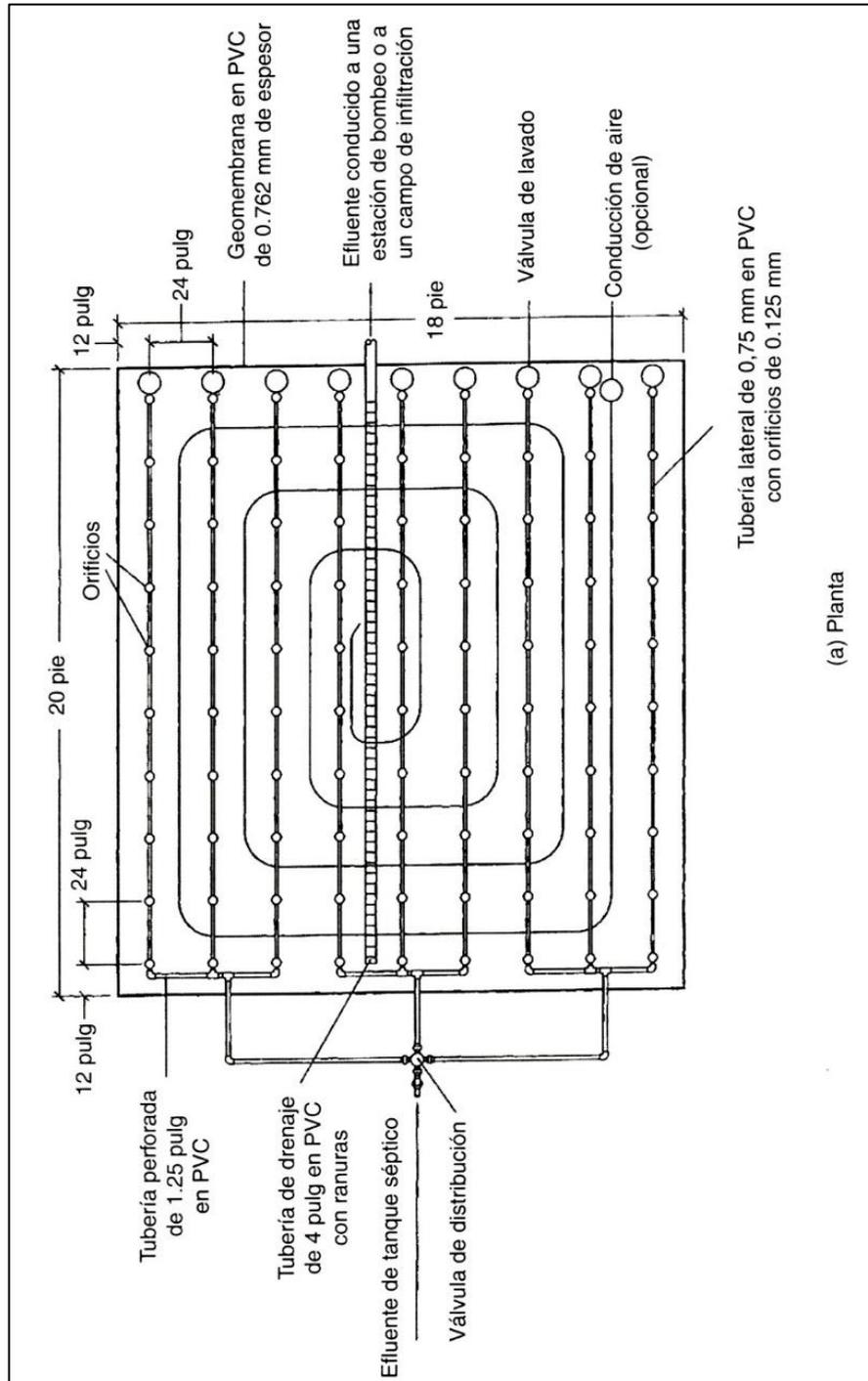
Continuación LÍMITES DE DESCARGA A UN CUERPO DE AGUA DULCE

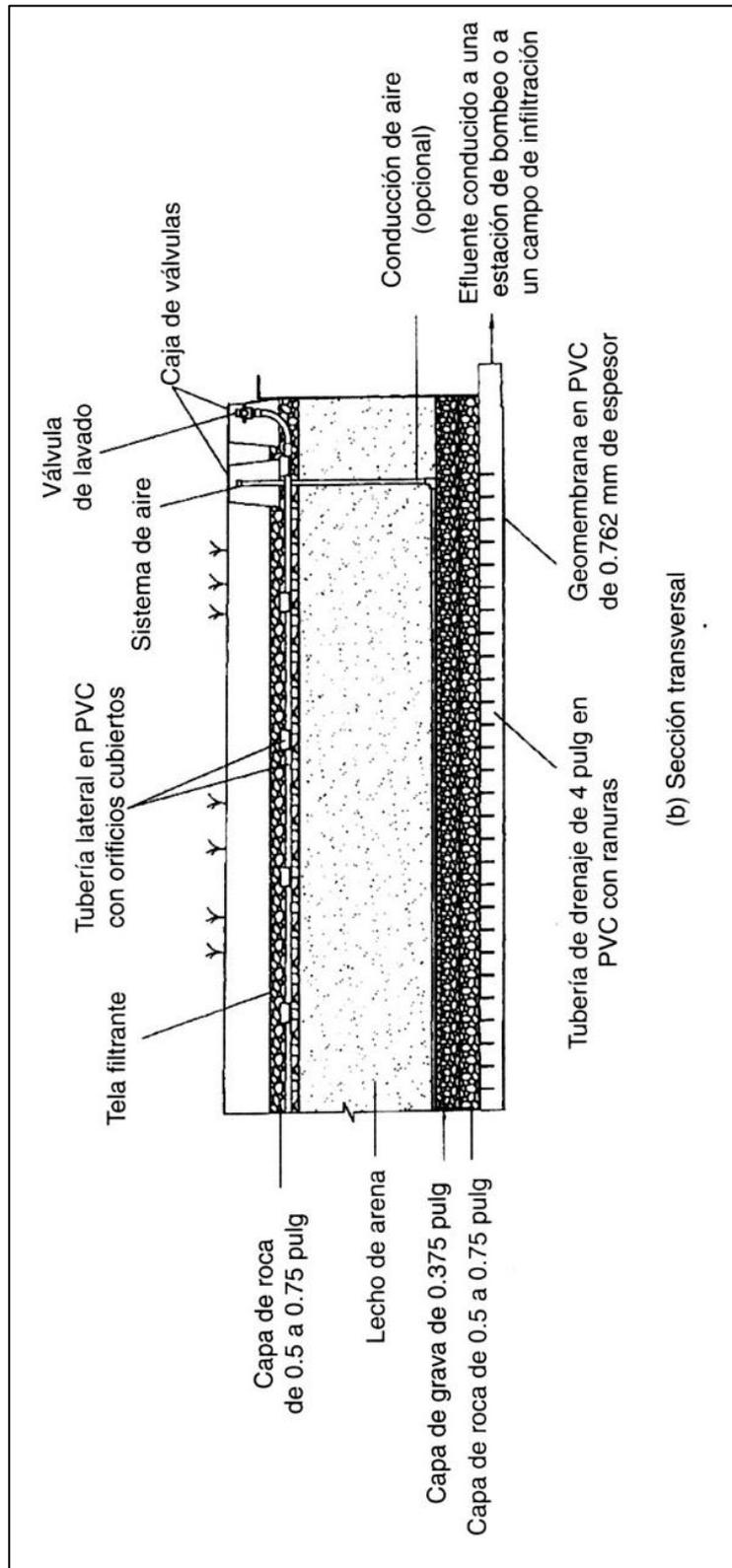
Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Sulfuros	S	mg/l	0,5
Organoclorados totales	Concentración de organoclorados totales	mg/l	0,05
Organofosforados totales	Concentración de organofosforados totales	mg/l	0,1
Carbamatos totales	Concentración de carbamatos totales	mg/l	0,25
Temperatura	°C		< 35
Tensoactivos	Sustancias activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Zinc	Zn	mg/l	10

(*)La apreciación del color se estima sobre 10 cm de muestra diluida

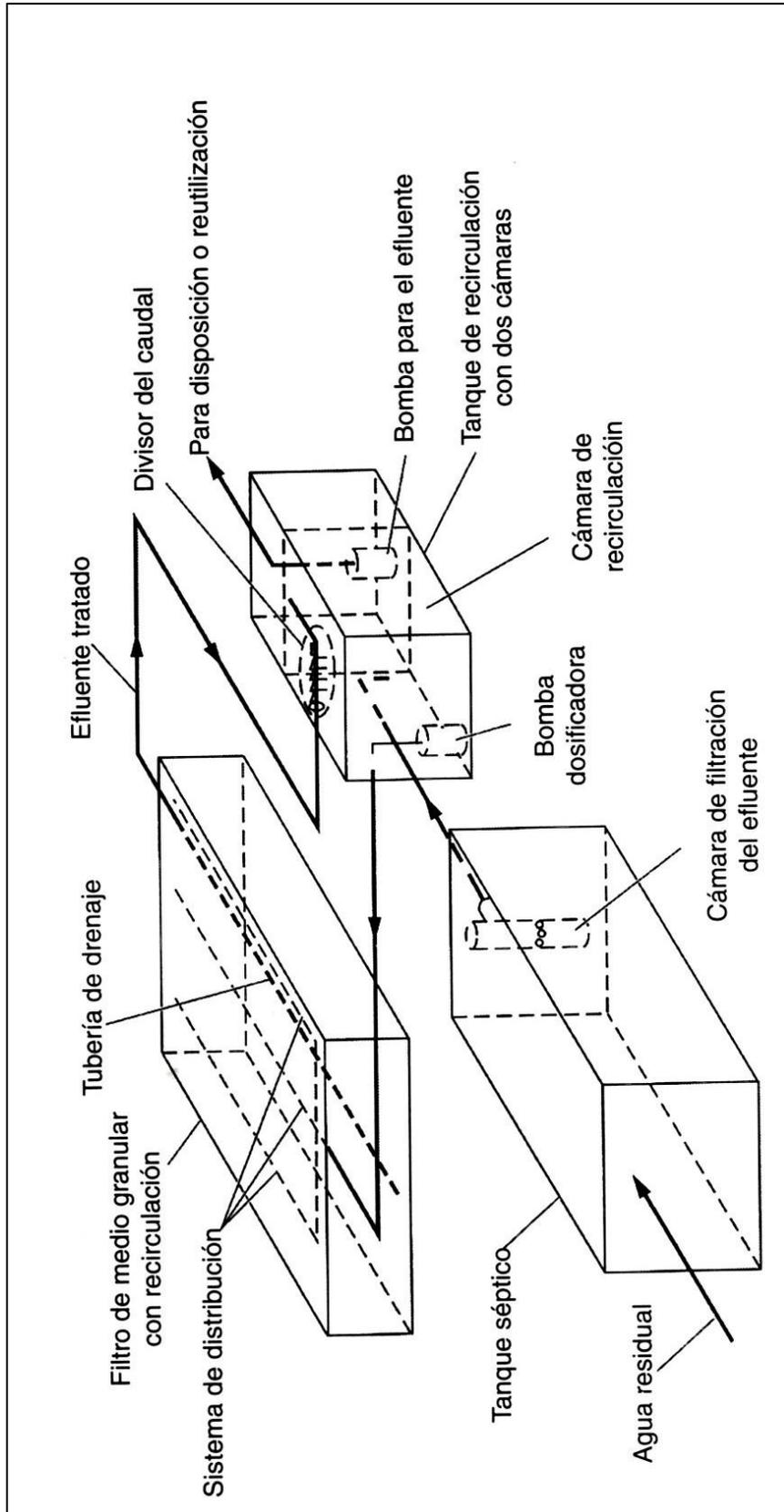
ANEXO E. TANQUE DE RECIRCULACIÓN CON MEDIO FILTRANTE

ANEXO E. 1 Configuración Geométrica de un Medio Filtrante





ANEXO E. 2 Componentes típicos de un RPBF





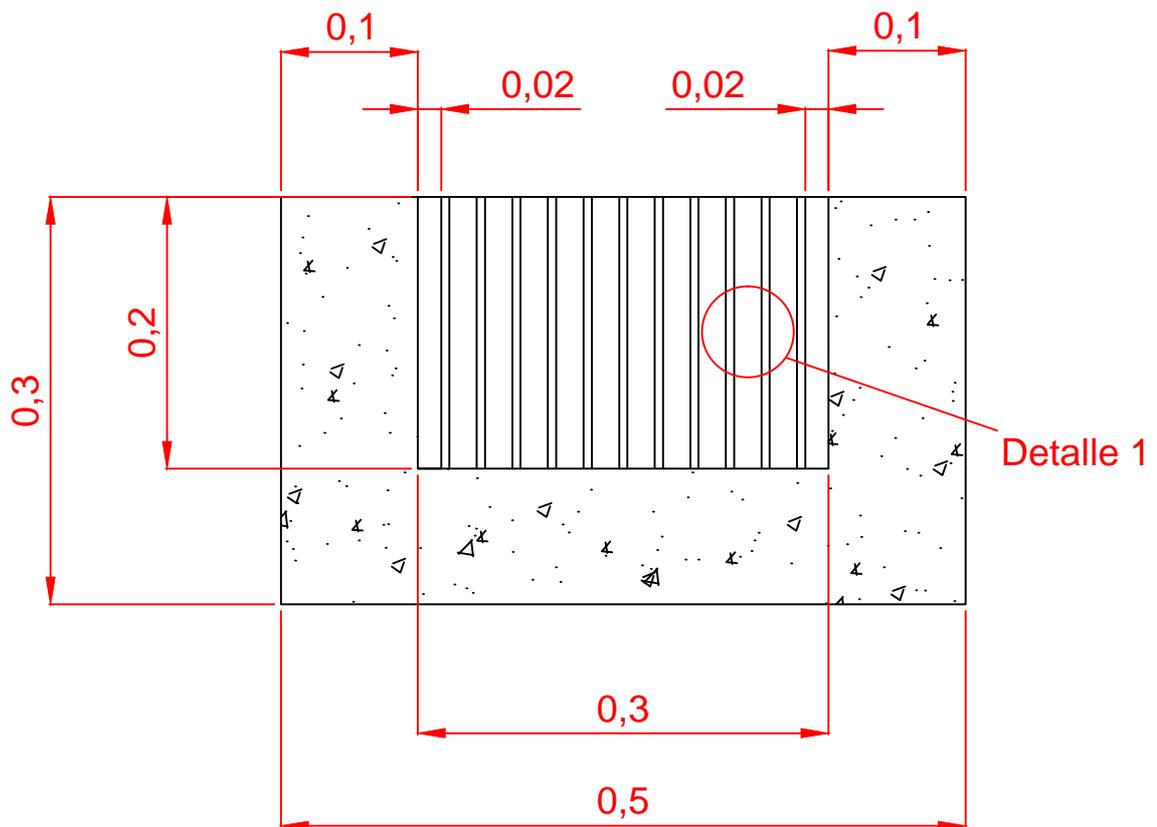
Universidad de Cuenca

ANEXO F. PLANOS DEL DISEÑO DEFINITIVO

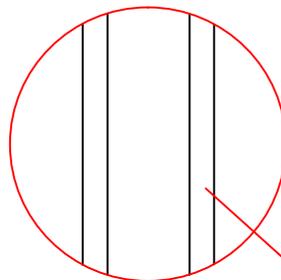
ANEXO F. 1 Estructuras de Entrada

ANEXO F. 2 Tanque Séptico

ANEXO F. 3 Sistema de Humedales Artificiales



Detalle 1



Varillas de 6 mm de diámetro
separadas cada 20 mm



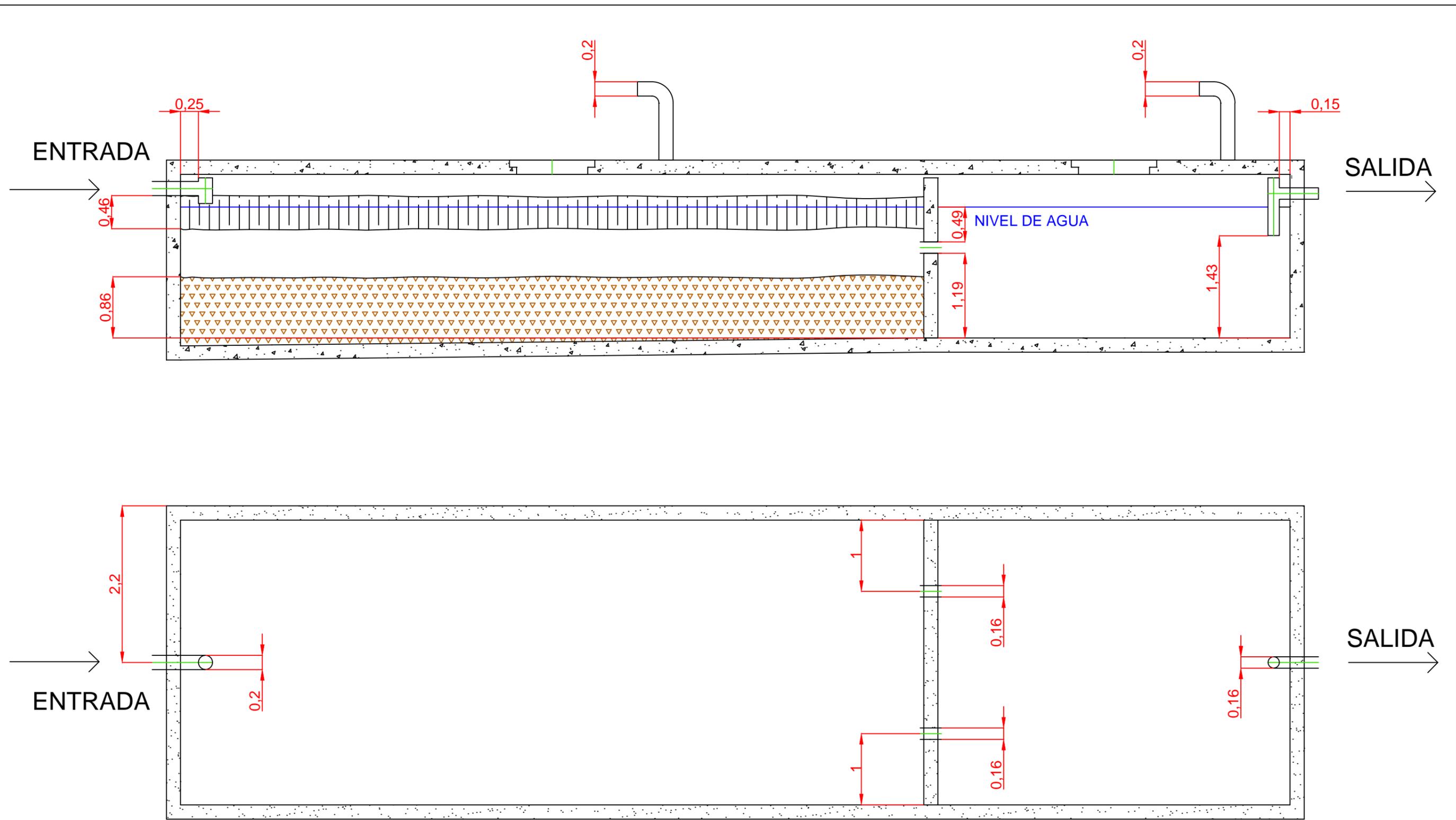
UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



PLANOS DEL DISEÑO DEFINITIVO

REJILLA DE ENTRADA

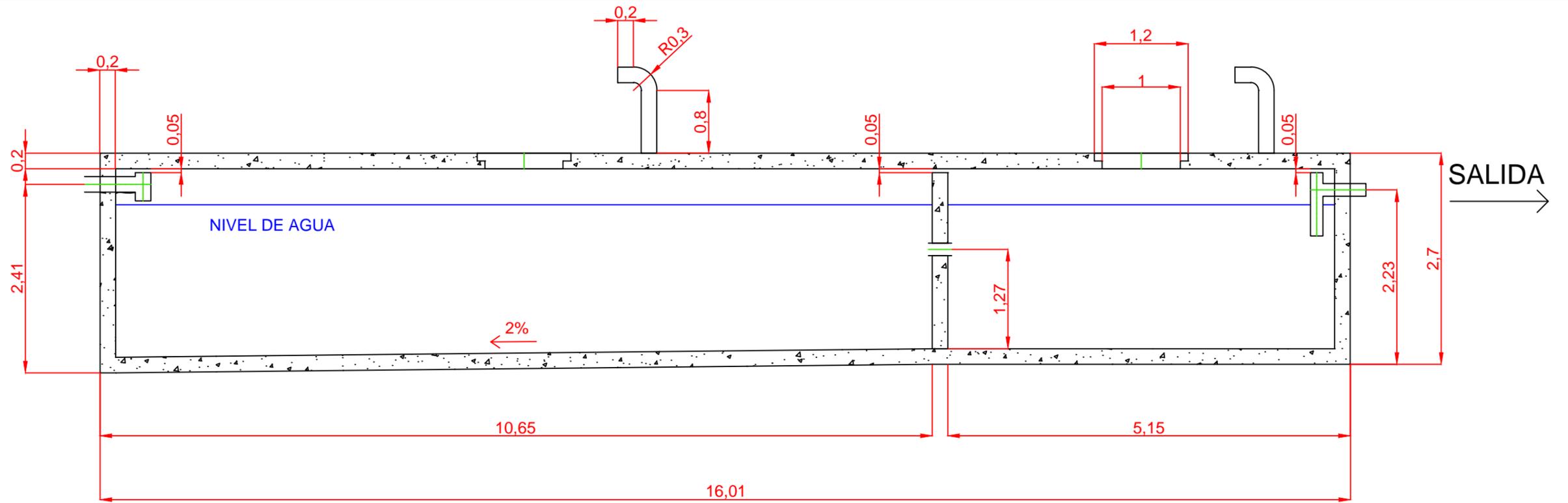
ESCALA:	FECHA:	REALIZADO POR:	PLANO:
1:180	CUENCA, FEBRERO DE 2015	DAVID SANTIAGO SALAZAR SERRANO ESTEBAN ANDRÉS SÁNCHEZ MERCHÁN	1/5



		UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
PLANOS DEL DISEÑO DEFINITIVO					
TANQUE SÉPTICO, FACHADA INTERIOR					
ESCALA:	FECHA:	REALIZADO POR:	PLANO:		
1:19	CUENCA, FEBRERO DE 2015	DAVID SANTIAGO SALAZAR SERRANO ESTEBAN ANDRÉS SÁNCHEZ MERCHÁN	4/5		

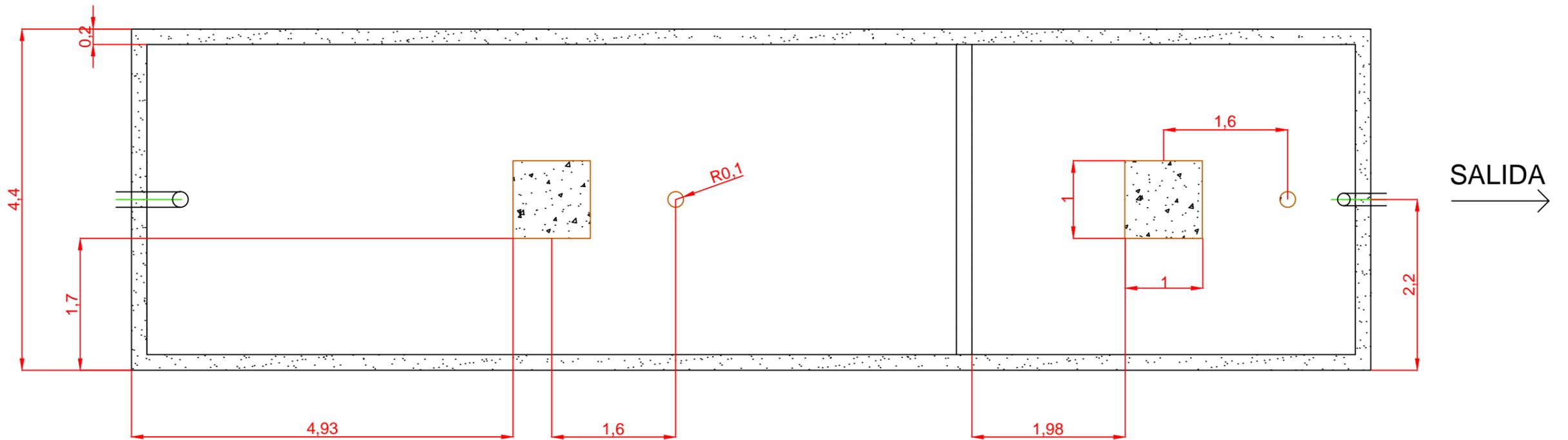
ENTRADA

SALIDA



ENTRADA

SALIDA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



PLANOS DEL DISEÑO DEFINITIVO

TANQUE SÉPTICO, FACHADA EXTERIOR

ESCALA:

FECHA:

REALIZADO POR:

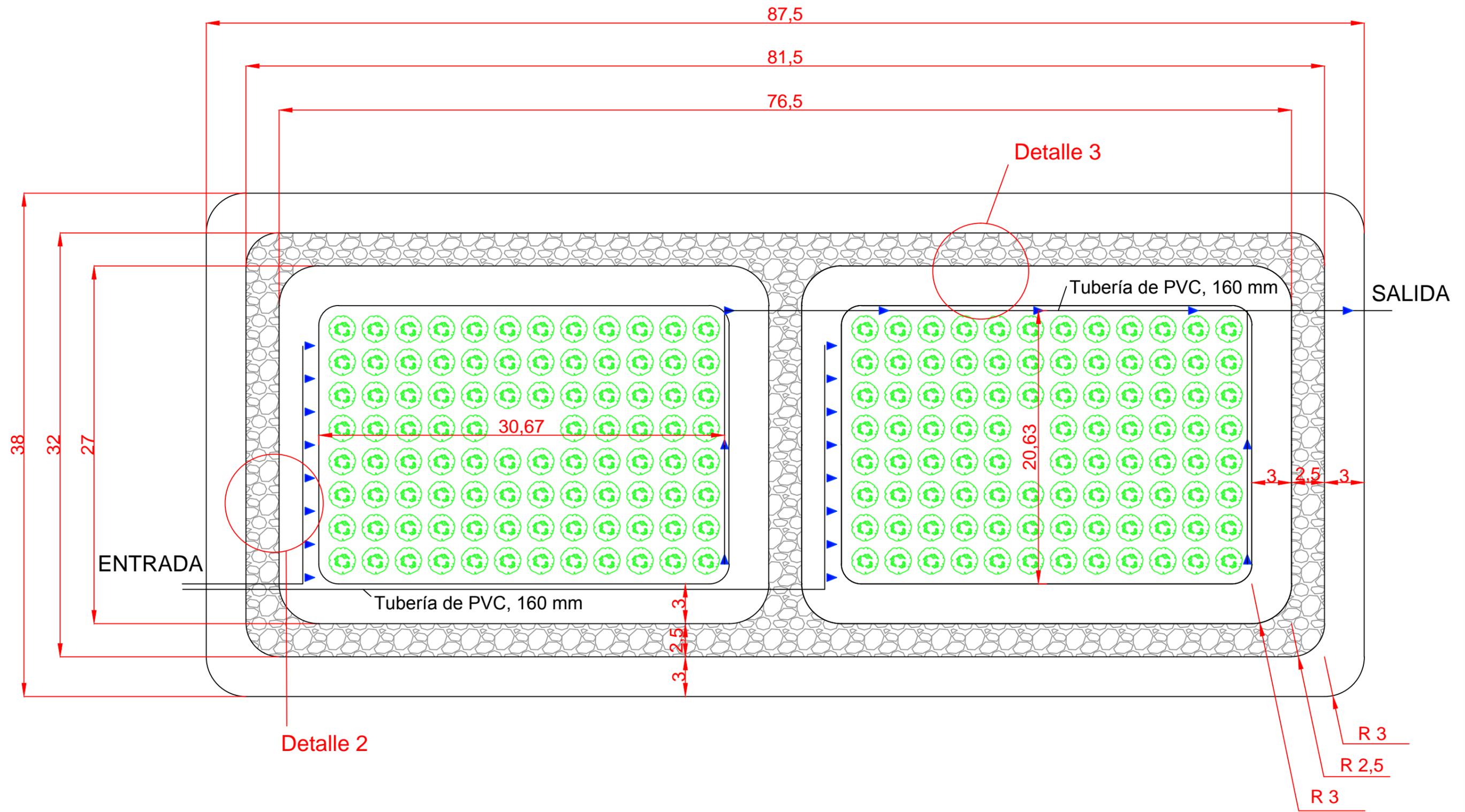
PLANO:

1:17

CUENCA, FEBRERO DE 2015

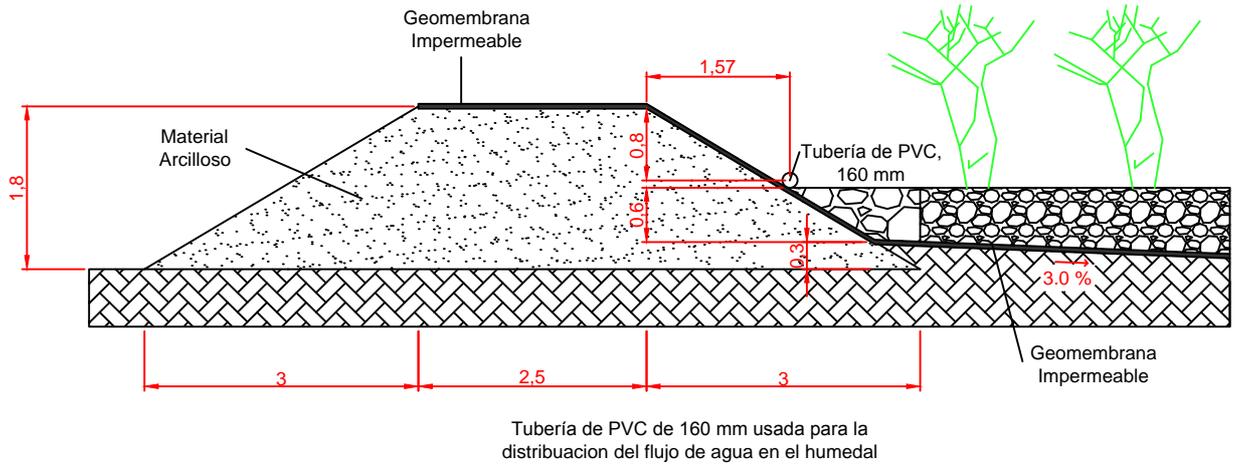
DAVID SANTIAGO SALAZAR SERRANO
ESTEBAN ANDRÉS SÁNCHEZ MERCHÁN

3/5

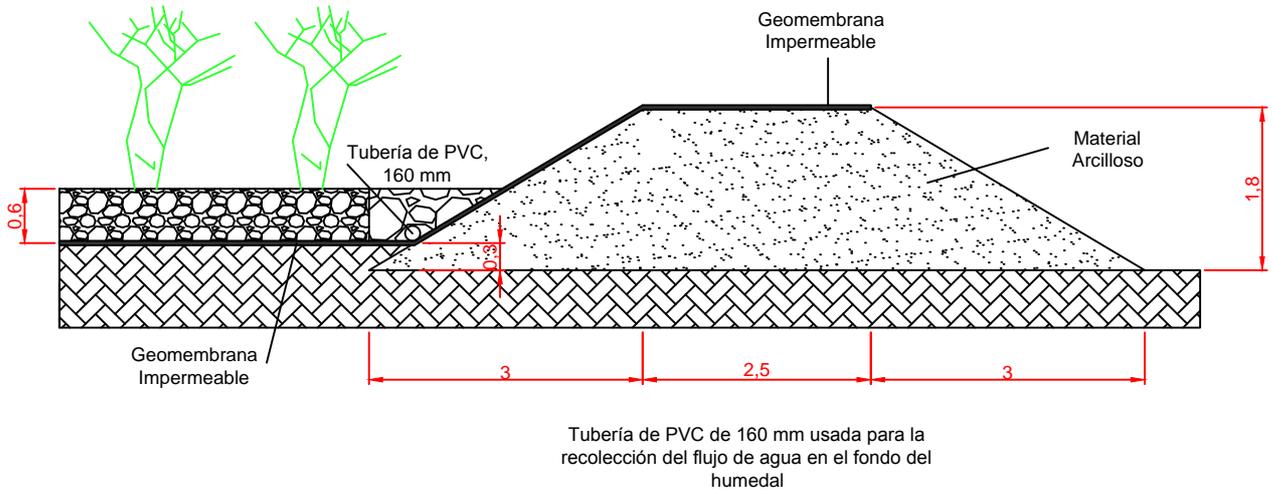


		UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		
PLANOS DEL DISEÑO DEFINITIVO				
HUMEDALES ARTIFICIALES, VISTA EN PLANTA				
ESCALA:	FECHA:	REALIZADO POR:	PLANO:	
1:3,5	CUENCA, FEBRERO DE 2015	DAVID SANTIAGO SALAZAR SERRANO ESTEBAN ANDRÉS SÁNCHEZ MERCHÁN	4/5	

Detalle 2



Detalle 3



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



PLANOS DEL DISEÑO DEFINITIVO

HUMEDALES ARTIFICIALES, DETALLE DE SECCIONES

ESCALA:

FECHA:

REALIZADO POR:

PLANO:

1:3,5

CUENCA, FEBRERO DE 2015

DAVID SANTIAGO SALAZAR SERRANO
ESTEBAN ANDRÉS SÁNCHEZ MERCHÁN

5/5