

Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas

Facultad de Construcciones

Departamento de Ingeniería Hidráulica



TRABAJO DE DIPLOMA

**Propuesta de un sistema no convencional como
complemento para el tratamiento de agua residual en la
Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas**

Autor: Diaran Vázquez Iznaga

Tutor: Ing. Vitaliy Danilo Suárez Chernov

Santa Clara

2016

"Año 58 de la Revolución"

PENSAMIENTO

*El que no tenga el valor de sacrificarse por lo menos debe tener el pudor de callarse ante
los que se sacrifican*

José Martí

DEDICATORIA

Dedicado especialmente a la memoria de mi madre Olga María Iznaga Gómez quien fue, es y será mi mayor inspiración en la vida.

A mi papá, mi hermana, mis abuelos y mi tía por su apoyo infinito e incondicional.

AGRADECIMIENTOS

De forma muy especial agradecer todo el apoyo brindado por mis padres, mis abuelos, mi hermana, en fin, mi familia, quienes con amor y dedicación han contribuido en mi formación.

Agradezco además toda la orientación y las recomendaciones que me brindaron los profesores del departamento de Ingeniería Hidráulica y mi tutor Ing. Vitaliy Danilo Suárez Chernov a lo largo de todo este tiempo.

Reciban mis más sinceros agradecimientos mis compañeros de grupo, amistades y todos aquellos que de una forma u otra han influido en mí en el transcurso de la carrera, nunca los olvidaré.

A todos, gracias

RESUMEN

El presente trabajo muestra una propuesta de solución para el tratamiento de aguas residuales de la Universidad Central Marta Abreu de Las Villas teniendo en cuenta que el agua residual proveniente de las lagunas de oxidación ubicadas en el área provoca el deterioro de la calidad del agua del río Ochoa.

Se propone como solución a partir del análisis y evaluación de los métodos existentes para el diseño de humedales artificiales y lagunas de oxidación, un sistema de tratamiento basado en tecnologías no convencionales. El sistema está compuesto por una laguna facultativa y un humedal superficial como tratamiento terciario para el mejoramiento de la calidad del agua, cumpliendo así con las normas de vertido vigentes.

ABSTRACT

This paper presents a proposed solution for the treatment of wastewater from the Central University Marta Abreu of Las Villas considering that the residual water from the oxidation ponds located in the area causes deterioration of the water quality of the river Ochoa.

It is proposed as a solution based on the analysis and evaluation of existing methods for the design of artificial wetlands and oxidation ponds a treatment system based on non-conventional technologies. The system consists of a facultative lagoon and a shallow wetland as tertiary treatment for the improvement of water quality thus meeting the discharge

TABLA DE CONTENIDOS

PENSAMIENTO	i
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN	iv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. TECNOLOGIAS NO CONVENCIONALES	4
1.1 El Tratamiento de las aguas residuales en las pequeñas aglomeraciones urbanas	4
1.1.1 Características de las aguas residuales urbanas en las pequeñas aglomeraciones.	5
Característica del agua tratada.	6
1.1.2 Caudales de operación.	6
1.2 Las tecnologías no convencionales para la depuración de las aguas residuales de las pequeñas aglomeraciones urbanas.	7
1.2.1 Humedales artificiales.	9
1.2.2 Sistema de Lagunajes.	14
1.2.3 Sistema de aplicación superficial. Filtros verdes	17
1.2.4 Sistema de aplicación subsuperficial. Zanjales, Lechos y Pozos Filtrantes.	18
1.2.5 Filtros de Turba.	19
1.3 Ventajas de las tecnologías no convencionales para la depuración de las aguas residuales	20

1.3.1	Gasto energético mínimo.....	20
1.3.2	Simplicidad de mantenimiento y explotación.....	21
1.3.3	Funcionamiento eficaz frente a grandes oscilaciones de caudal y carga en influyente.	22
1.3.4	Simplificación en el manejo de lodos	23
CAPÍTULO 2. ANÁLISIS DE LAS METODOLOGÍAS		25
2.1	Evaluación y selección de la zona para el empleo de humedales	25
2.1.1	Modelos de diseño para humedales de flujo libre.....	26
2.1.2	Consideraciones de construcción.....	34
2.2	Diseño de lagunas de estabilización.....	36
2.2.1	Diseño de lagunas facultativas.....	37
2.2.2	Métodos empíricos y racionales	38
2.3	Características constructivas en lagunas de estabilización	45
2.3.1	Estructuras de entrada.....	45
2.3.2	Estructuras de salida	48
CAPÍTULO 3. OBTENCIÓN Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS		50
3.1	Características del agua residual de la UCLV.....	50
3.2	Descripción de los órganos de tratamiento.	52
3.3	Verificación del área de diseño de las lagunas facultativas.	54
3.4	Resultados del diseño del humedal superficial.	57
3.5	Valoración técnico económica del sistema de tratamiento propuesto.	59
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		61
Conclusiones.....		61
Recomendaciones		61
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		62

INTRODUCCIÓN

.La procreación de aguas residuales resulta inevitable en las actividades humanas. Estas actividades modifican las características de las aguas de partida, contaminándolas e invalidando su posterior aplicación para otros usos.

Según la Ley de Aguas de 1985, se entiende por contaminación: “la acción y el efecto de introducir materias o formas de energía, o introducir condiciones en el agua que, de modo directo o indirecto, impliquen una alteración perjudicial de su calidad en relación con los usos posteriores o con su función ecológica”(Juan Jose Salas Rodriguez)

El agua es un requerimiento básico para la vida y la salud, por eso el vertido de agua sin depurar es una de las principales fuentes de infección y la causa de diversas enfermedades y daños al medio ambiente.

El tratamiento de las aguas residuales es una práctica que, si bien se lleva realizando desde la antigüedad, hoy por hoy resulta algo fundamental para mantener nuestra calidad de vida. En el tratamiento de las aguas residuales éstas se someten a una serie de procesos físicos, químicos y biológicos, con el objetivo de reducir las concentraciones de los contaminantes presentes y poder verter los efluentes depurados cumpliendo con las normas de vertimiento.(agua)

En las grandes y medianas masas urbanas el procedimiento más habitual para el tratamiento de sus vertidos líquidos es el conocido como: Lodos Activos en sus distintas modalidades, en las pequeñas poblaciones este tratamiento se dificulta debido a la escasez de recursos técnicos y económicos, haciéndose necesario buscar soluciones de depuración sostenibles, que presenten el mínimo coste energético, un mantenimiento simple y una gran robustez de funcionamiento. A este tipo de tecnología se le denomina Tecnologías no Convencionales.

Las tecnologías no convencionales presentan una serie de singularidades que las hacen especialmente adaptables a las características de las poblaciones medianas y pequeñas: presentan una gran versatilidad y adaptabilidad, elevada integración en el entorno natural y unos costes de implantación y explotación muy por debajo de los estimados en los tratamientos de las aguas residuales urbanas procedentes de grandes poblaciones, donde las carencias de espacio y las elevadas exigencias en la depuración hacen insustituibles las llamadas tecnologías convencionales.(Juan Jose Salas Rodriguez)

Entre estos sistemas naturales se encuentra el lagunaje, los filtros verdes, las zanjas, lechos y pozos filtrantes y los humedales artificiales.

La depuración de aguas residuales por lagunaje no requiere prácticamente energía externa, excepto la radiación solar, ya que debido a la gran disponibilidad de nutrientes y materia orgánica, se origina un intenso crecimiento algal con una gran producción de oxígeno fotosintético que es empleado para la degradación de la materia orgánica.

La utilización de las lagunas como almacenes de aguas residuales, se viene realizando desde hace siglos. Fueron utilizadas por los romanos, luego por poblaciones de Europa Central, Asia y durante el siglo XX se han extendido por numerosos países.

Actualmente el lagunaje se encuentra extendido por todo el mundo, y en climas muy diversos, desde las regiones polares al ecuador. Existe constancia de su uso en al menos 40 países, entre los que se podría destacar Estados Unidos, que en 1962 ya contaba con alrededor de 3250 instalaciones, duplicando esta cifra en tan sólo 10 años.

En países en desarrollo como el nuestro, enfrentaremos una mayor competencia por el acceso al agua en las próximas décadas, debido al crecimiento demográfico, nuevos hábitos de vida y el desarrollo urbano e industrial sin una adecuada planificación. Es decir que se prevé un aumento en la demanda hacia las limitadas fuentes de agua. Así, la búsqueda de fuentes alternativas de agua, sobre todo para la agricultura, sector que demanda un mayor porcentaje, resulta de gran importancia.(Villar 2012)

Esta tecnología para el tratamiento de aguas residuales está adquiriendo gran desarrollo en nuestro país, sobre todo en las zonas rurales donde la escasez de agua es mayor, ya que el efluente de estos sistemas puede ser utilizado directamente para riego.

Problema científico: El efluente que proviene de las lagunas de oxidación pertenecientes a la Universidad Central Marta Abreu de Las Villas no corresponde con los parámetros establecidos por la norma cubana respecto al vertido de residuales para el cuerpo receptor utilizado, provocando el deterioro de la calidad de las aguas del río Ochoa.

Hipótesis general: Si se diseña un sistema de humedales como etapa terciaria y se comprueba los parámetros de operación de las lagunas de oxidación pertenecientes a la Universidad Central Marta Abreu de Las Villas es posible verter un efluente que cumpla la norma cubana para el cuerpo receptor empleado.

Objetivo general: Complementar el sistema de tratamiento de las lagunas facultativas de oxidación en la (UCLV) a partir del diseño de humedales superficiales para obtener el efluente adecuado al cuerpo receptor (Río Ochoa) según la norma cubana vigente.

Objetivos específicos:

- Establecer el estado del arte en cuanto a tecnologías no convencionales para el tratamiento de aguas residuales urbanas específicamente los humedales artificiales y lagunas de estabilización.
- Definir los principales métodos de diseño, los aspectos constructivos y de operación en humedales superficiales y lagunas de estabilización así como las ventajas y desventajas de estos sistemas.
- Verificar los parámetros de diseño de las lagunas facultativas para el afluente perteneciente a la UCLV mediante las metodologías propuestas.
- Diseñar la etapa terciaria del sistema de tratamiento mediante el empleo de humedales superficiales.

CAPÍTULO 1. TECNOLOGIAS NO CONVENCIONALES

Los sistemas naturales son aquellos que logran la eliminación de las sustancias contaminantes de las aguas residuales a través de mecanismos y procesos naturales los cuales no requieren de energía externa ni de aditivos químicos. En estos sistemas un buen número de procesos de descontaminación son ejecutados por sinergia de diferentes comunidades de organismos.

Los sistemas naturales de depuración también son conocidos en la literatura científica y técnica como tecnologías no convencionales, sistemas de bajo coste, tecnologías blandas y sistemas verdes, entre otros.(Juan Jose Salas Rodriguez)

En las últimas décadas los sistemas naturales se han venido utilizando de forma creciente gracias a sus características de construcción y funcionamiento: su coste de inversión suele ser competitivo, requieren de poco personal para su mantenimiento, no presentan consumo energético o se reduce al necesario para bombeos de cabecera, y no generan grandes cantidades de lodos de forma continuada(agua).

1.1 El Tratamiento de las aguas residuales en las pequeñas aglomeraciones urbanas

En la actualidad son estas pequeñas aglomeraciones las que presentan más carencias en lo que al tratamiento de sus aguas residuales hace referencia. Por ello, es en este tipo de población rural y dispersa donde deberá hacerse, en un futuro próximo, un gran esfuerzo para corregir sus deficiencias en saneamiento y depuración y poder cumplirla normativa vigente.

Con frecuencia, las plantas depuradoras para el tratamiento de los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones urbanas se han concebido y diseñado como meros modelos a escala reducida de las grandes instalaciones de depuración. Como consecuencia directa de esta forma de actuar, las estaciones de depuración de los pequeños núcleos de población presentan unos costes de explotación y mantenimiento difícilmente asumibles por las administraciones locales en las que, en general, los recursos técnicos y económicos son muy limitados.

En materia de tratamiento de aguas residuales, las pequeñas aglomeraciones precisan actuaciones que compatibilicen las condiciones exigidas a los efluentes técnicas de funcionamiento simple y con costes de explotación y mantenimiento que puedan ser realmente asumibles. Por otro lado, las aguas residuales procedentes de las pequeñas aglomeraciones presentan características propias (fuertes oscilaciones de caudal y elevadas concentraciones) que deben tenerse en cuenta a la hora del diseño de las soluciones de tratamiento.(Juan Jose Salas Rodriguez)

1.1.1 Características de las aguas residuales urbanas en las pequeñas aglomeraciones.

Cada agua residual es única en sus características, si bien, en función del tamaño de la población, del sistema de alcantarillado empleado, del grado de industrialización y de la incidencia de la pluviometría, pueden establecerse unos rangos de variación habituales, tanto para los caudales como para las características fisicoquímicas de estos vertidos.(agua 2007)

El conocimiento de los caudales y característica de las aguas residuales generadas en las aglomeraciones urbanas es básico para el correcto diseño de los sistemas de recogida, tratamiento y evacuación de las mismas. Las estaciones depuradoras de aguas residuales (PPTR), deben concebirse para poder hacer frente a las variaciones diarias de caudal y carga que experimentan estas aguas.

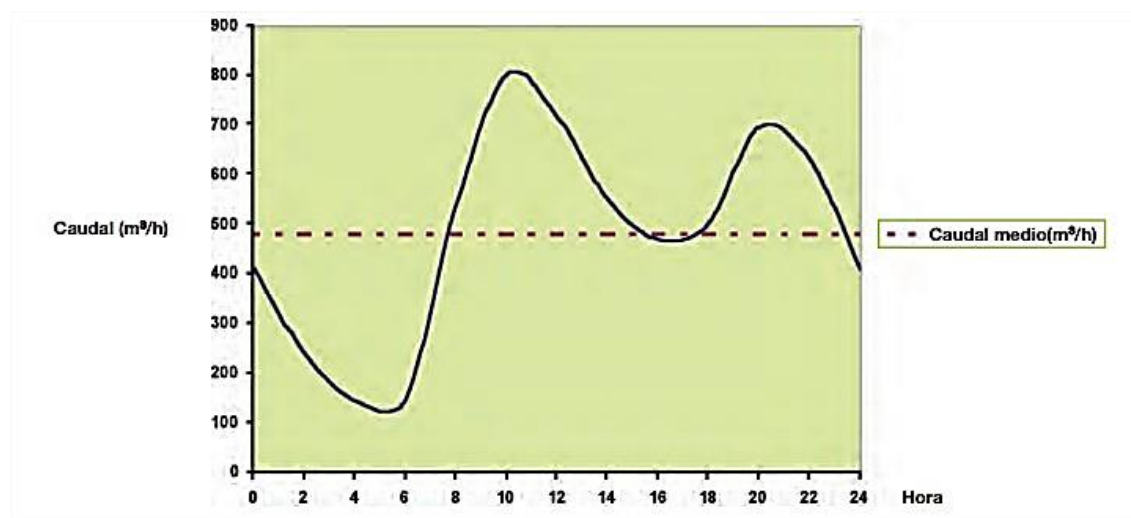


Figura 1.1. Evolución diaria de los caudales de las aguas residuales urbanas.

Los caudales y calidades de las aguas residuales que se generan en las pequeñas aglomeraciones urbanas difieren notablemente de las que proceden de los grandes núcleos de población, como consecuencia del diferente grado de desarrollo económico y social. (Ver figura 1)

Características del agua tratada.

De acuerdo con la **NC-27:2012**, los valores medios diarios del efluente de la P.T.R. deberán cumplir los siguientes límites, para un cuerpo receptor de agua de la categoría siguiente:

Tabla 1.1.Límites máximos permisibles promedios para descargas de aguas residuales según la clasificación del cuerpo receptor

Parámetros	UM	Ríos y Embalses Clase A	Ríos y Embalses Clase B	Ríos y Embalses. Clase C
pH	U	6,5-8,5	6-9	6-9
Conductividad eléctrica	µS/cm	1400	2000	1500
Temperatura	°C	40	40	50
Grasa y aceites	mg/l	10	10	30
Materia flotante	.	Ausente	Ausente	-
Sólidos Sedimentables Totales	ml/L	1	2	5
DBO5	mg/L	30	40	60
DQO	mg/L	70	90	120
Nitrógeno total	mg/L	5	10	20
Fosforo total	mg/L	2	4	10

1.1.2 Caudales de operación.

Cuanto más pequeño es el núcleo de población, más fuertes son las oscilaciones del caudal de las aguas residuales que en él se generan. El caso más llamativo es el de las residencias individuales: de caudales casi nulos a primeras horas de la mañana, se pasa a caudales punta horarios que superan ocho veces el caudal medio. En pequeñas comunidades se estima que el caudal mínimo es del orden del 30% del caudal medio, mientras que la

relación entre el caudal punta y el caudal medio (factor de punta F_p), (Juan Jose Salas Rodriguez) puede estimarse haciendo uso de la siguiente expresión empírica:

$$F_p = \frac{5}{\rho^{1/6}} \quad (1.1)$$

Siendo ρ el número de habitantes (en miles). La Figura 2 muestra la relación entre el factor punta y el número de habitantes para aglomeraciones inferiores a 1.000 habitantes.

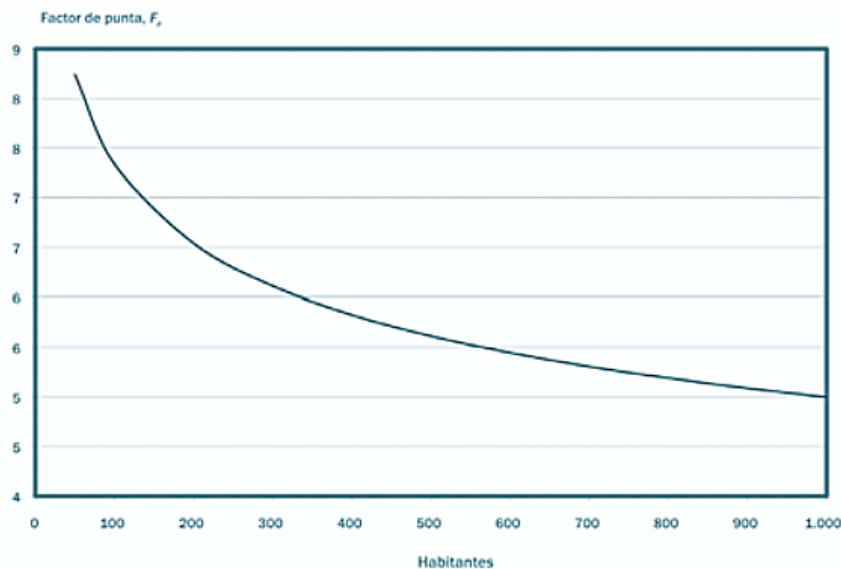


Figura1.2. Relación entre F_p y el número de habitantes para poblaciones menores de 1.000 habitantes.

1.2 Las tecnologías no convencionales para la depuración de las aguas residuales de las pequeñas aglomeraciones urbanas.

Las tecnologías de depuración de aguas residuales urbanas que reúnen estas características se conocen con el nombre genérico de «tecnologías no convencionales» (TNC).

Bajo el la denominación «TNC» se pueden distinguir (Juan Jose Salas Rodriguez):

- Las que recurren al empleo del suelo como elemento depurador:
 - Sistemas de aplicación superficial: filtros verdes.
 - Sistemas de aplicación subsuperficial: zanjas, lechos y pozos filtrantes.

- Las que simulan las condiciones propias de los humedales naturales:
 - Humedales artificiales, en sus distintas modalidades: flujo libre y flujo subsuperficial (vertical y horizontal).
- Las que tratan de imitar los procesos naturales de depuración que se dan en ríos y lagos:
 - Lagunajes.
- Las que se basan en la filtración de las aguas a tratar a través de un carbón natural:
 - Filtros de turba



a)



b)



c)

Figura1.3: a) Zanja Filtrante b) Humedales artificiales c) Lagunas de estabilización

Este tipo de tecnologías requiere actuaciones de bajo impacto ambiental, logrando la reducción de la carga contaminante con costes de operación inferiores a los de los tratamientos convencionales y con unas necesidades de mantenimiento sin grandes dificultades técnicas, lo que permite su explotación por personal no especializado.

Los procesos que intervienen en las tecnologías no convencionales incluyen a muchos de los que se aplican en los tratamientos convencionales (sedimentación, filtración, adsorción, precipitación química, intercambio iónico, degradación biológica, etc.), junto con procesos

propios de los tratamientos naturales (fotosíntesis, fotooxidación, asimilación por parte de las plantas, etc.), pero a diferencia de las tecnologías convencionales, en las que los procesos transcurren de forma secuencial en tanques y reactores, y a velocidades aceleradas (gracias al aporte de energía), en las tecnologías no convencionales se opera a «velocidad natural» (sin aporte de energía), desarrollándose los procesos en un único «reactor-sistema».

En resumen, los procesos en que se basan las tecnologías convencionales y no convencionales son similares en sus fundamentos, estribando la diferencia en(agua):

- En las tecnologías convencionales los procesos transcurren de forma secuencial en tanques y reactores, y a velocidades aceleradas gracias al aporte de energía.
- En las tecnologías no convencionales se opera a velocidad natural, (sin aporte de energía), desarrollándose los procesos en un único «reactor-sistema». El ahorro en energía se compensa con una mayor necesidad de superficie.

Dado que estos requisitos constituyen el carácter diferenciador de las TNC, se hace preciso profundizar en los mismos.(Juan Jose Salas Rodriguez)

1.2.1 Humedales artificiales

Los humedales artificiales consisten normalmente en una o más cuencas o canales de poca profundidad que tienen un recubrimiento en el fondo para prevenir la percolación al agua freática susceptible de ser contaminada, y una capa sumergida de suelo para las raíces de la vegetación macrófita emergente seleccionada(Zamora 2005).

Tipos de humedales artificiales:

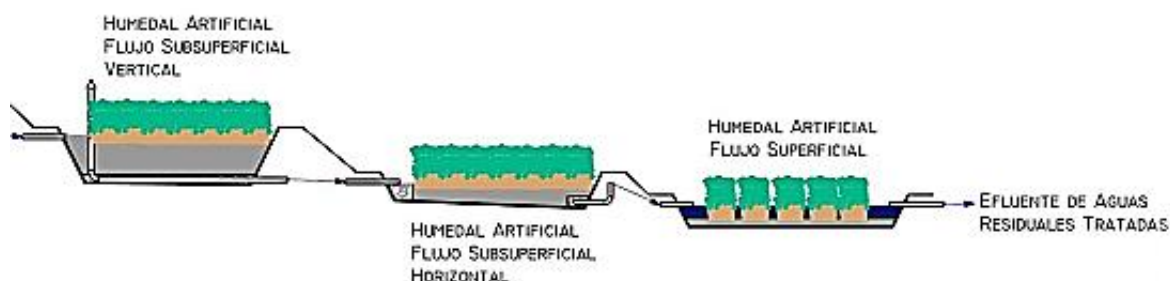


Figura1.4: Sistema de aplicación de humedales artificiales

Para conocer las ventajas y las desventajas que tienen los diferentes tipos de humedales artificiales, se presentan a continuación dos cuadros comparativos. El primero compara humedales artificiales de flujo superficial y subsuperficial (Tabla 1), y el segundo compara humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical y horizontal (Tabla 2). En términos de costos, los humedales artificiales superficiales requieren menor inversión en relación a los de flujo subsuperficial ya que en los primeros no se incurren en los gastos mayores: la impermeabilización y la provisión y colocación del sustrato de grava (Villar 2012).

Tabla 1: Comparación entre diferentes sistemas de flujo humedal

	Flujo superficial	Flujo subsuperficial
Tratamiento	Tratamiento de flujos secundarios (aguas ya tratadas por otros medios, ej. lagunajes, biodiscos, fangos activados, etcétera)	Para tratar flujos (aguas pretratada ej. tanque IMHOFF y pozos sépticos)
Operación	Opera con baja carga orgánica	Altas tasa de carga orgánica
Olor	Puede ser controlado	No existe
Insectos	Control es caro	No existe
Protección Térmica	Mala, las bajas temperaturas afectan el proceso de remoción	Buena, por acumulación de restos vegetales el flujo subterráneo el agua mantiene una temperatura casi constante
Área	Requieren superficies de mayor tamaño	Requieren superficies de menor tamaño
Costo	Menor costo en relación al subsuperficial	Mayor costo debido al material granular que puede llegar a incrementar el precio hasta un 30%

Valor ecosistema	Mayor valor como ecosistema para la vida salvaje, el agua es accesible a la fauna	Menor valor como ecosistema para la vida, el agua es difícilmente accesible a la fauna
Usos Generales	Son de restauración y creación de nuevos ecosistemas	Tratamiento de aguas residuales, principalmente para casas aisladas y núcleos menores de 200 habitantes
Operación	Son tratamientos adicionales a los sistemas convencionales(usadas para el tratamiento terciario y mejoramiento de calidad de agua)	Puede usarse como tratamiento secundario

Cabe destacar que los sistemas de flujo horizontal tienen mayor riesgo de colapsar en términos de circulación del agua (taponamiento del sustrato), por tanto requieren que el agua a tratarse tenga menor material en suspensión. En cuanto a la operación, en términos generales, ambos tipos requieren baja intensidad, pero continua, aunque no debe confundirse requerimientos mínimos con ningún requerimiento.

Tabla 2: Comparación entre diferentes sistemas de flujo humedal

	Horizontal	Vertical
Funcionamiento	Continuo	Discontinuo
Estado oxidación	Más reducido	Mas oxidado
Eficiencia	Más superficie	Menos superficie
Carga superficial	4 a 6 g DBO ₅ /m ² *d	10 a 40 g DBO ₅ /m ² *d
Nitrificación	Complicada	Se consigue
Operación	Sencilla	Más compleja

Humedal de flujo superficial: El diseño de estos humedales consiste en áreas abiertas donde el agua fluye libremente y la vegetación puede ser flotante o emergente. A medida que el agua residual fluye a través del humedal, esta es tratada por procesos de sedimentación, filtración, oxidación, reducción, adsorción y precipitación. La vegetación emergente más comúnmente utilizada en humedales de flujo incluye las espadañas y aneas (*Typhaspp*), los juncos (*Scirpuspp.*) y los carrizos (*Phragmitespp.*).(Zamora 2005) (Ver figura 5 y 6)

Humedales de flujo subsuperficial: El agua residual, que permanece por debajo de la superficie en todo momento fluye a través del filtro de materiales graduados, alrededor de los tallos y rizomas de las plantas. Según el sentido de circulación del agua se distinguen los siguientes tipos de humedales artificiales subsuperficiales(Acero 2014).

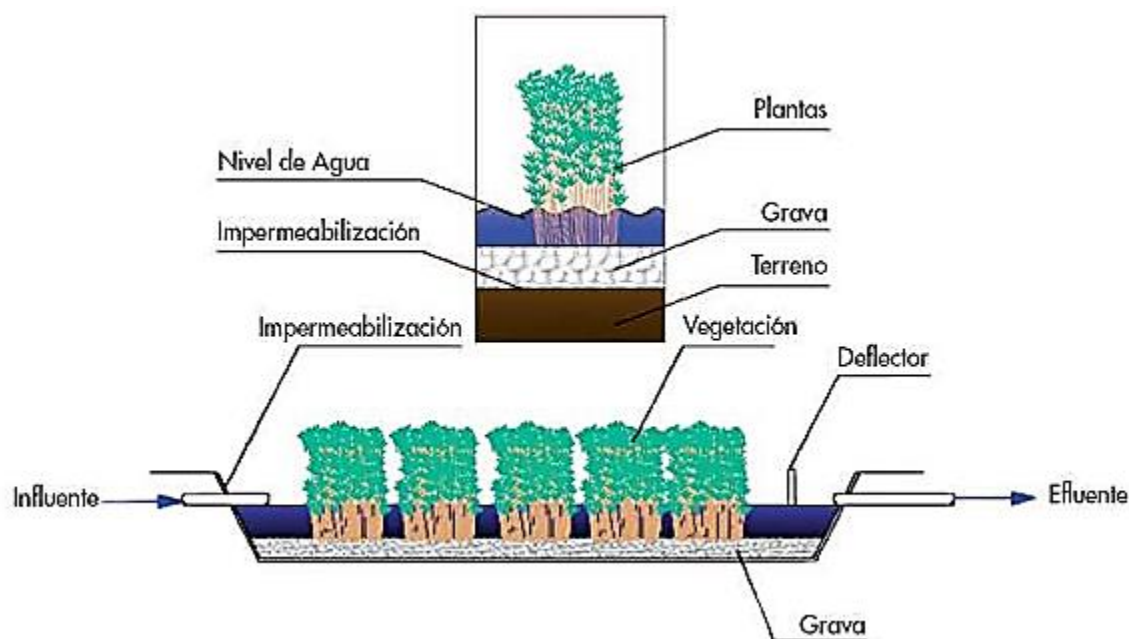


Figura1.5: Humedal de flujo subsuperficial:

Humedal de flujo subsuperficial vertical: Un humedal artificial de flujo vertical es un lecho de filtración que se planta con vegetación acuática. Las aguas residuales se vierten o dosifican a la superficie del humedal desde arriba usando un sistema mecánico. El agua fluye verticalmente hacia abajo por la matriz del filtro(Acero 2014).

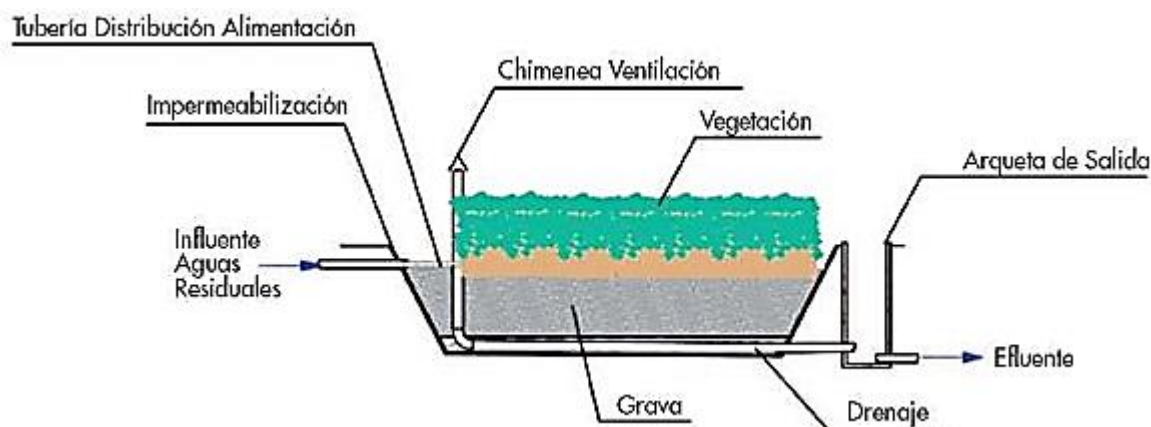


Figura1.6: Humedal de flujo subsuperficial vertical

Al dosificar intermitentemente el agua residual el filtro pasa por periodos de saturación y de no saturación y, por lo tanto, diferentes condiciones y anaerobias. La frecuencia de dosificación se debe ajustar para que la dosis anterior de aguas residuales tenga tiempo de filtrarse por el material y el oxígeno tenga tiempo de difundirse por el medio llenando los espacios vacíos.

Humedal de flujo subsuperficial horizontal: El agua entra por la parte superior a pulsos y circula en sentido vertical atravesando el medio filtrante con las raíces de las plantas y la biopelícula bacteriana adherida. Se instalan tubos de aireación para permitir la entrada de oxígeno al medio filtrante y propiciar la degradación de los contaminantes. Su construcción requiere menor superficie para la instalación y eliminan amoníaco (nitrificación).

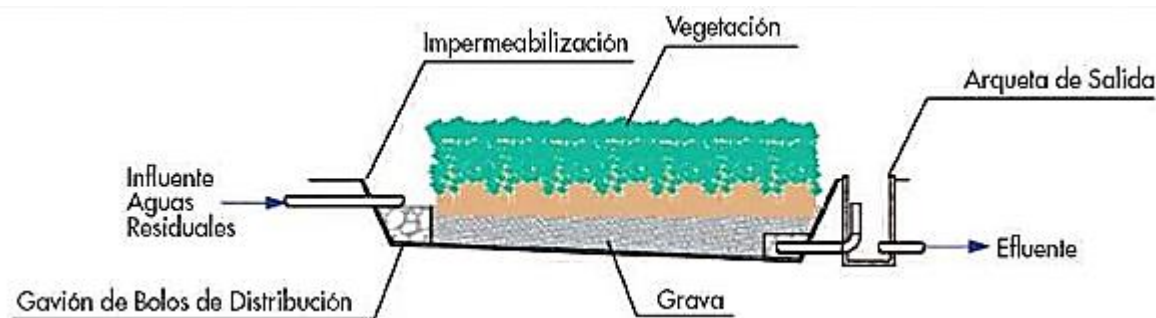


Figura 1.7: Humedal de flujo subsuperficial horizontal

El diseño y el tamaño del humedal dependen de las cargas hidráulica y orgánica. La eliminación de patógenos se logra por la descomposición natural, la depredación de organismos superiores, y la sedimentación.(Zamora 2005)

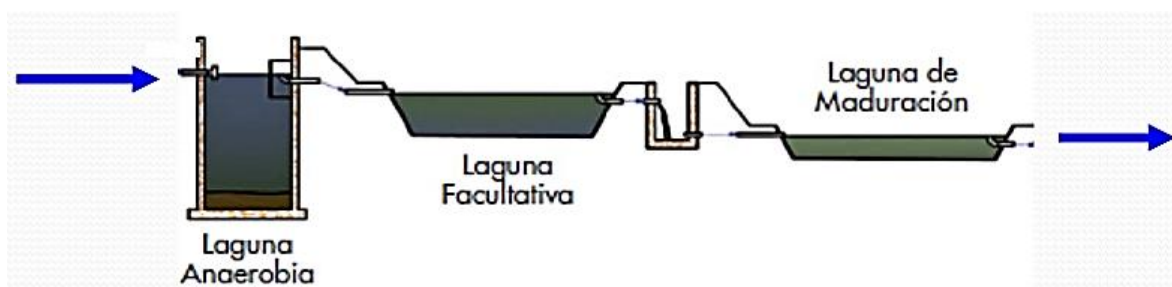
1.2.2 Sistema de Lagunajes

El tratamiento de aguas residuales por lagunaje consiste en el almacenamiento de estas durante un tiempo variable en función de la carga aplicada y las condiciones climáticas, de forma que la materia orgánica resulta degradada mediante la actividad de las bacterias heterótrofas presentes en el medio. Es un método biológico natural de tratamiento, basado en los mismos principios por los que tiene lugar la autodepuración en ríos y lagos (Mercado 2013).

Una laguna de depuración es un sistema heterogéneo en el que se realiza un vertido de agua residual y en el que se producen varios tipos de reacciones en las que intervienen los siguientes elementos:

- Medio acuoso
- Radiación solar (ultravioleta y visible)
- Materia orgánica
- Bacterias y microorganismos heterótrofos
- Contenido en oxígeno (básicamente en función de la profundidad)
- Profundidad (condiciona básicamente el alcance de la radiación luminosa)
- Compuestos inorgánicos

Los lagunajes pueden ser sistemas naturales o artificiales en los que la depuración se produce en función de los tamaños y profundidades de las lagunas. En los primeros se utilizan lagunas existentes en la naturaleza para efectuar el vertido y en los artificiales son lagunas construidas expresamente para la depuración de aguas residuales específicas.



Estas lagunas pueden ser de varios tipos: Anaerobias, facultativas y aerobias o de maduración.

Las lagunas de estabilización pueden clasificarse según diversos criterios. Los tipos de lagunas de estabilización se nombran a continuación (Juan Jose Salas Rodriguez).

Lagunas Anaerobias son profundas, normalmente entre 2,5 y 6 m y por lo tanto predomina la fase anaerobia. Se utilizan normalmente como primera fase de un tratamiento de lagunaje con alta carga orgánica. El objetivo principal de estas lagunas es la reducción de la carga orgánica mediante digestión anaerobia.

Reciben aguas residuales brutas, sin tratamiento previo, con alta carga orgánica, $\text{DBO}_5 > 300$ mg/l, y elevado contenido en sólidos en suspensión, S.S. > 300 mg/l, produciendo una estabilización parcial de la materia orgánica por medio de su digestión anaerobia. Las principales reacciones que se producen son la formación de ácidos grasos y producción de CH_4 a partir de ellos (D).

La eficacia de estas lagunas en la eliminación de materia orgánica es elevada, pudiendo alcanzar valores del 85 % en eliminación de DBO_5 , aunque son más habituales eficacias del 60-80 %. Incluso con tiempos de retención cortos, 2 días, la eliminación de DBO_5 es elevada, 45-70 %, por lo que se usan como primer paso en el tratamiento de aguas de elevada carga orgánica.

Este tipo de lagunas se utiliza fundamentalmente en climas templados, pues la actividad de las bacterias metanogénicas se inhibe prácticamente a temperaturas inferiores a 10-12 °C.

Lagunas facultativas: Tienen una profundidad menor que las anaerobias, entre 1,2 y 2,5 m, y tienen una zona aerobia en la parte superior y otra anaerobia en la inferior, con una facultativa en la zona inmediatamente inferior a la zona aerobia. La profundidad de la zona aerobia puede variar a lo largo del día y de la noche, y a lo largo del año. En estas lagunas se pretende lograr una depuración importante del agua, no solo en cuanto a la DBO, sino también en cuanto a nutrientes minerales y coliformes.

El tiempo de retención y la eficacia en la eliminación de DBO_5 , igual que la carga superficial aplicable, dependen de la temperatura. A temperaturas superiores a 15°C, el tiempo de retención mínimo es de 5 días si la laguna recibe el efluente de una laguna anaerobia y

superior a 10 días si trata agua residual bruta, siendo habituales tiempos de retención de 15-30 días y 7-15 días(Yanes).

Lagunas facultativas profundas: Un tipo particular de lagunas facultativas son aquellas con profundidad superior a 2 m, lo que implica unas menores necesidades de terreno como ventaja adicional sobre el lagunaje convencional. Estas *lagunas profundas*, cuyo estudio y desarrollo es relativamente, suelen ser construidas con una doble finalidad, la de servir como sistema de depuración y de regulación para riegos. Conceptualmente pueden ser descritas como un sistema de lagunas de estabilización en el que se combina laguna anaerobia, facultativa y de maduración en una sola unidad. La zona anaerobia en una laguna profunda es considerablemente mayor que en la laguna facultativa tradicional, presentando junto a esta característica dos fenómenos distintos respecto al lagunaje convencional, una amplia zona no fótica y la presencia de estratificación térmica. La estratificación térmica se desarrolla durante los meses de primavera y verano, consecuencia del aumento de temperatura en las capas superficiales. Durante el período de estratificación se pueden distinguir dos zonas en la laguna, una superficial (epilimnio) y otra en el fondo (hipolimnio) separadas por la termoclina, donde se produce una variación brusca de la temperatura. A mediados de otoño, el enfriamiento de las capas superficiales provoca la desaparición de la estratificación térmica, produciéndose la homogeneización de la columna de agua(Yanes).

La información respecto del comportamiento de estas unidades describe los distintos fenómenos que se desarrollan en la masa de agua entre los cuales destacan la estratificación térmica, nitrificación, desnitrificación, crecimiento y destrucción bacteriana y de algas, generación y utilización de oxígeno, etc., concentrándose la mayoría de los estudios en los aspectos que inciden en la mortandad de coliformes fecales. Estos embalses han sido utilizados por más de una década en Israel; en la actualidad están siendo utilizados en España y otros países mediterráneos, como también se han sugerido como sistema de tratamiento en algunos países de Latinoamérica.

Las lagunas aerobias o de maduración son poco profundas (entre 0,3 y 0,6 m), se sitúan después de otras lagunas de tratamiento y en las que se mantienen condiciones aerobias en todo el perfil de profundidad.No reciben demasiada carga orgánica (67-224 kg DBO/ha-día) por lo que se mantienen las condiciones aerobias.

En estas lagunas se produce la degradación de la materia orgánica por la actividad de las bacterias aerobias, que consumen el oxígeno producido fotosintéticamente por las algas. Reciben agua procedente de otros tratamientos, por lo que contiene relativamente pocos sólidos en suspensión(Mercado 2013).

1.2.3 Sistema de aplicación superficial. Filtros verdes

Consisten en superficies de suelo, con o sin vegetación, que reciben agua residual para su depuración. Todos los sistemas de aplicación al terreno, tienen muchas limitaciones, e incluso en algunos casos son contraproducentes, ya que contaminan los acuíferos(Eduardo de Miguel Beascochea)

Objetivos generales del filtro verde.

- Mejorar la calidad del agua previo vertido de los efluentes como pos-tratamiento de las aguas que salen del tratamiento terciario de alto rendimiento. En este pos-tratamiento se consigue reducir aún más las concentraciones de nutrientes de entrada a su destino
- Favorecer el desarrollo de una comunidad y vegetación sumergida en el interior del filtro verde, aprovechando las condiciones oligomesotróficas de sus aguas.
- Adicionalmente, y derivado de la instauración del filtro verde, se pretende favorecer la educación ambiental en un ambiente de reserva para la flora y la fauna.

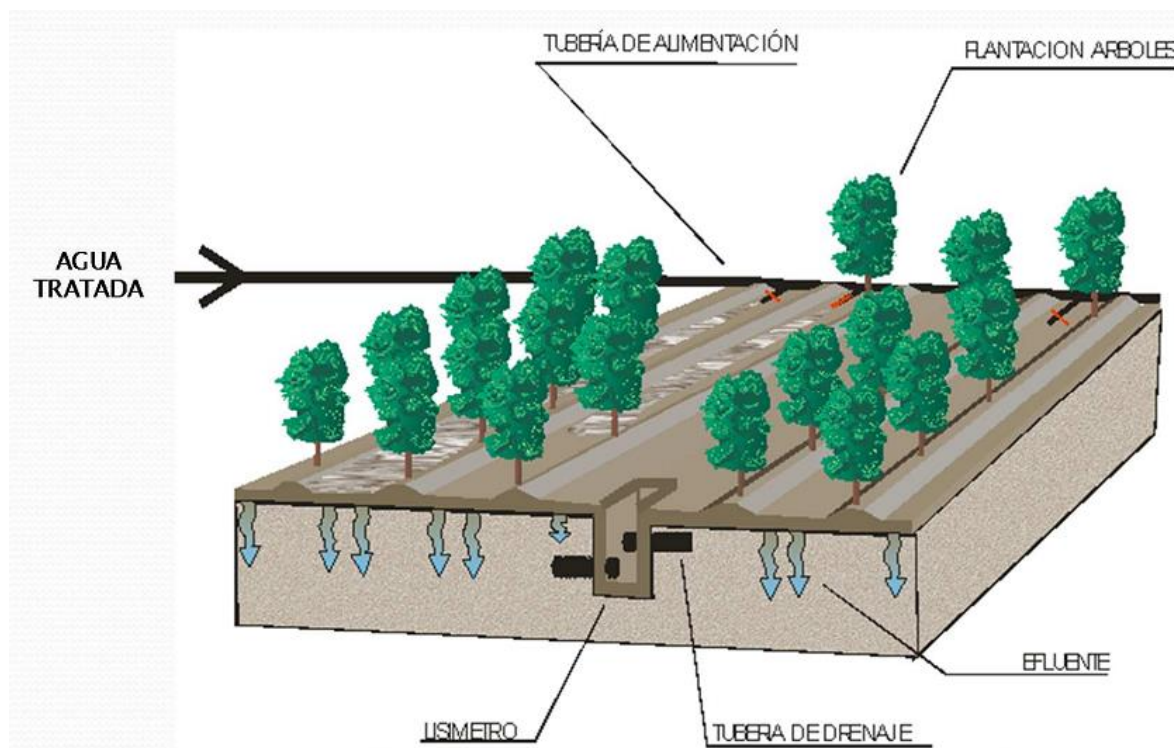


Figura: 1.8 Sistema de aplicación superficial. Filtros verdes

1.2.4 Sistema de aplicación subsuperficial. Zanjas, Lechos y Pozos Filtrantes.

Pozos filtrantes o pozos negros, consisten en un pozo con una zona muy permeable en su entorno, mediante un relleno de piedra gruesa o similar, o incluso el propio pozo está relleno de la misma. Por difusión el agua pasa al terreno circundante. Pueden presentar problemas de colmatación. Hoy día están prohibidos, ya que contaminan el suelo y los acuíferos.

Zanjas filtrantes, es una pequeña zanja de profundidad y ancho menores que un metro, se rellena en orden ascendente con arena, grava y tierra vegetal, que hace las veces de sellante. La longitud de la zanja suele estar comprendida entre los 25 y los 30 metros. En la capa de grava se sitúa longitudinalmente una tubería de drenaje. El funcionamiento se basa en la infiltración del caudal a través del fondo y de las paredes de la zanja. Al igual que el anterior, es contaminante de acuíferos.

Lechos filtrantes, se puede decir que es todo lecho suburbano o no (normalmente un árido más o menos fino), por el que atraviesa el agua residual o depurada, con más o menos carga

orgánica. En ocasiones se utiliza un filtro de arena al final de las depuradoras para separar partículas.(Eduardo de Miguel Beascoechea)

1.2.5 Filtros de Turba.

La turba ejerce una acción de filtro mecánico, reteniendo en los primeros centímetros de su espesor la mayor parte de los sólidos en suspensión que no han sido eliminados previamente. En la superficie del lecho se produce, igualmente, un notable incremento de la biomasa bacteriana que actúa sobre las partículas orgánicas retenidas.

Las acciones químicas de las turbas se basan fundamentalmente en su elevada capacidad de intercambio catiónico y en las reacciones de oxidación-reducción que tienen lugar a consecuencia de la alternancia de las condiciones de encharcamiento-aireación del sustrato filtrante, que se suceden a lo largo de los ciclos operativos de los filtros de turba.

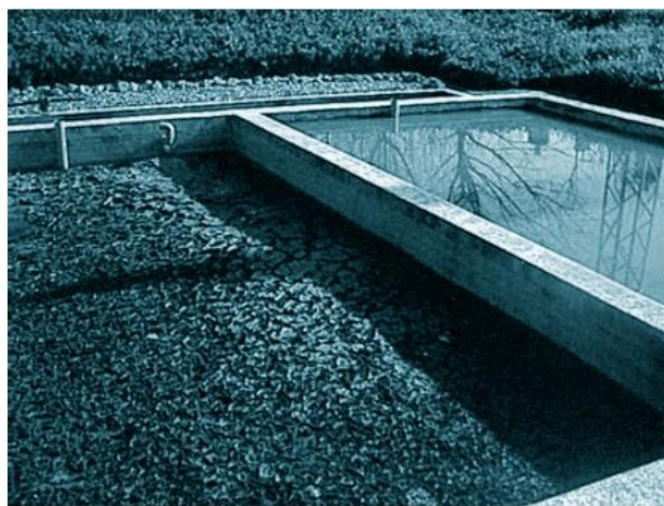


Figura1.9 : Filtros de turba

Sobre la materia orgánica adsorbida y adsorbida por la turba prolifera la flora bacteriana, que interviene en la descomposición de la materia orgánica aportada por el agua residual y en el reciclaje de los elementos nutritivos. La turba puede considerarse que actúa como un medio en el que se desarrolla y mantiene una actividad bacteriana que confiere al medio filtrante una importante capacidad de depuración biológica del influente.

1.3 Ventajas de las tecnologías no convencionales para la depuración de las aguas residuales

Las pequeñas aglomeraciones urbanas, por su propia localización geográfica y grado de desarrollo, presentan una problemática específica, que dificulta la provisión de los servicios de saneamiento y depuración.

En esta problemática destacan:

- Los efluentes depurados deben cumplir normativas de vertido estrictas.
- El hecho de no poder aprovechar las ventajas que supone la economía de escala. Como consecuencia de su pequeño tamaño, lo que conduce a que los costes de implantación y de mantenimiento y explotación por habitante sean elevados. Además, en poblaciones dispersas los costes de saneamiento se incrementan notablemente.
- La escasa capacidad técnica y económica para el mantenimiento y explotación de estaciones de tratamiento de aguas residuales. Por todo ello, a la hora de seleccionar soluciones para el tratamiento de las aguas residuales generadas en los pequeños núcleos de población, debe darse prioridad a aquellas tecnologías que:
 - Presenten un gasto energético mínimo.
 - Requieran un mantenimiento y explotación muy simples.
 - Garanticen un funcionamiento eficaz y estable frente a las grandes oscilaciones de caudal y carga en el influente a tratar.
 - Simplifiquen la gestión de los lodos generados en los procesos de depuración.

1.3.1 Gasto energético mínimo.

De forma simple, para la depuración biológica es preciso poner en contacto las aguas residuales con bacterias y con oxígeno (aire), y estos tres componentes deben encontrarse en las debidas proporciones. Como resultado final del tratamiento, la corriente entrante (aguas residuales) dará lugar a dos corrientes finales: aguas residuales depuradas y lodos, y en estos últimos se concentrarán la mayoría de los contaminantes eliminados en el proceso depurador.

Las aguas residuales, junto con las bacterias aportadas en las excretas humanas, llegan continuamente a las estaciones de tratamiento, siendo el tercer componente (oxígeno-aire), el más difícil y costoso de aportar. En las tecnologías convencionales los costes energéticos vienen a suponer del orden de un tercio de los costes totales de explotación y mantenimiento, variando este porcentaje de forma inversamente proporcional al tamaño de la planta, pudiendo ser en plantas pequeñas 6 - 7 veces más importante que en plantas grandes. De estos costes energéticos, el apartado destinado a la aireación de las aguas a tratar (turbinas, compresores), puede llegar a suponer hasta un 75% del total.

Las tecnologías no convencionales se caracterizan por recurrir a métodos naturales para la oxigenación de las aguas residuales a tratar, con lo que los costes asociados a esta operación son nulos o muy reducidos. Entre estos métodos naturales de oxigenación destacan: la fotosíntesis (lagunajes), la difusión de oxígeno por las raíces de plantas emergentes (humedales artificiales) y la alternancia de ciclos encharcado-secado (filtros verdes, humedales artificiales y filtros de turba).

Dado que la velocidad de aporte de oxígeno por métodos naturales es muy baja en comparación a cuando se recurre al empleo de medios electromecánicos, la ventaja que suponen las tecnologías no convencionales en lo referente al consumo energético, se ve contrarrestada por la mayor superficie que precisan para su implantación.

Desde el punto de vista de la superficie necesaria para su implantación, puede decirse tecnologías convencionales son soluciones intensivas, mientras que las no convencionales son extensivas, y este carácter extensivo es el que condiciona que el campo de aplicación de las tecnologías no convencionales sean las pequeñas aglomeraciones urbanas.

1.3.2 Simplicidad de mantenimiento y explotación.

Mientras que el mantenimiento tiene por objeto asegurar y garantizar el normal funcionamiento de todos los equipos e instalaciones de la estación de tratamiento, la explotación persigue armonizar los medios humanos y materiales, con el objeto las aguas residuales en efluentes depurados que cumplan la normativa vigente, con un mínimo coste económico y ambiental.

Los costes de personal vienen a suponer otro tercio del coste total de una estación de tratamiento convencional. Las tecnologías no convencionales, recurriendo a procesos de

tratamiento muy fáciles de controlar y evitando, en lo posible, la instalación de equipos electromecánicos, permiten que las operaciones de mantenimiento y explotación puedan ser correctamente ejecutadas por personal no especializado, con el correspondiente abaratamiento de costes.

Las mayoría de las operaciones de mantenimiento y explotación de las tecnologías son asimilables a labores agrícolas clásicas (rastrillado, cavado, siega, poda, eliminación de malas hierbas, etc.), por los que pueden ser desempeñadas correctamente por los propios habitantes de las zonas rurales.

Por otro lado, la inexistencia, o mínima presencia, de equipos electromecánicos supone eliminar las incidencias por averías, que en muchas ocasiones dejan fuera de servicio las estaciones de tratamiento durante largos periodos de tiempo.

1.3.3 Funcionamiento eficaz frente a grandes oscilaciones de caudal y carga en influente.

Como se comentó anteriormente, los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones urbanas presentan a lo largo del día fuertes oscilaciones, tanto de caudal como de carga contaminante. Para hacer frente a este hecho se precisa que las estaciones de tratamiento presenten la suficiente inercia para que los rendimientos de depuración no se resientan por estas oscilaciones.

El carácter extensivo de las tecnologías no convencionales proporciona a éstas grandes volúmenes y superficies, que actúan a modo de «colchón» amortiguador de las oscilaciones diarias de caudal y carga. Por el mismo motivo, las tecnologías no convencionales están mejor adaptadas para soportar incidencias puntuales de vertidos anómalos a la red de saneamiento.

Esta inercia que presentan las tecnologías no convencionales tiene una contrapartida que no debe obviarse, pues en el mismo modo en que son muy resistentes a los cambios en las condiciones de operación, si se sobrepasa su capacidad de tratamiento son muy lentas en volver a la normalidad.

1.3.4 Simplificación en el manejo de lodos

Los lodos que se generan en los tratamientos de las aguas residuales mediante procedimientos convencionales precisan ser estabilizados, concentrados y deshidratados antes de su evacuación.

Es un hecho aceptado que la generación de lodos es inherente a los procedimientos biológicos de depuración de las aguas residuales. Ha de tenerse en cuenta que cada habitante equivalente genera al día unos 80 g de lodos (expresados como materia ceca). Además, tras la operación de deshidratación los lodos presentan un contenido en humedad del 70-80%, por lo que cada habitante genera al día del orden de 0,3 l de lodos. Por ello, la gestión de estos subproductos supone una porción importante de los costes totales de explotación de una instalación de tratamiento de aguas residuales urbanas.

El problema se agrava en pequeñas instalaciones de tratamiento, en las que el no haber planificado correctamente la gestión de los lodos que se iban a generar es una de las principales causas de su mal funcionamiento.

Las tecnologías no convencionales simplifican la gestión de los lodos mediante mecanismos diferentes:

- En los filtros verdes los sólidos en suspensión, presentes en las aguas a tratar, quedan retenidos en la superficie del terreno y en las proximidades de los puntos de alimentación, mineralizándose y reciclándose de forma natural.
- En los Lagunajes los lodos se extraen cada 5-10 años de operación. Estos largos períodos de almacenamiento permiten la estabilización anaerobia de los lodos a temperatura ambiente, con la consiguiente, e importante, reducción de su volumen.
- En los filtros turba no se manejan lodos, sino costras secas, que no precisan estabilización y que son fácilmente manipulables.

En muchas ocasiones, se ha confundido simplicidad de mantenimiento y explotación con simplicidad de diseño y de construcción, por lo que no se ha prestado la suficiente atención a la fase de dimensionamiento de los sistemas de tratamiento no convencionales, ni a su posterior etapa constructiva.

Este error conceptual ha tenido su reflejo en que numerosas instalaciones no alcancen los resultados esperados como consecuencia de diseños o construcciones inapropiados lo que, lamentablemente, ha provocado que en muchas ocasiones se culpase del mal funcionamiento a las propias tecnologías no convencionales, sin llegar a realizar un análisis detallado de las causas de este deficiente comportamiento.

CAPÍTULO 2. ANÁLISIS DE LAS METODOLOGÍAS

2.1 Evaluación y selección de la zona para el empleo de humedales

Los humedales son idealmente situados en lugares de áreas disponibles relativamente largas con fuentes de aguas contaminadas, y concentración de contaminantes baja, pero por supuesto estos son casos que se presentan con poca frecuencia, y los factores deben ser evaluados separadamente y juntos. Este análisis es usualmente culminado durante un estudio de factibilidad.

El área disponible para un humedal artificial depende del flujo de volumen, concentración de contaminantes, y metas del tratamiento, un humedal podría requerir un área considerable y un humedal pequeño puede tener dificultades en el manejo de grandes flujos de agua en tormentas en zonas de alta lluvia(Acero 2014).

Las principales características que se debe tener en cuenta para la localización y diseño preliminar del proyecto de sistemas de humedales artificiales incluyen la topografía, el suelo, el uso actual de los terrenos, el riesgo de inundación y el clima.

Topografía: El terreno apto para la instalación de un sistema de terrenos pantanosos (humedal artificial) es uno de topografía uniforme horizontal o en ligera pendiente. Ello se debe a que los sistemas de flujo libre (FWS) se suelen diseñar con depósitos o canales horizontales, y que los sistemas de flujo subsuperficial (SFS) se suelen diseñar y construir con pendientes del 1% o superiores. A pesar de que es posible construir depósitos en terrenos de más pendiente y con topografía más irregular, el movimiento de tierras necesario afectará al costo constructivo del sistema. En consecuencia los sistemas de terrenos pantanosos se suelen construir con pendientes inferiores al 5%.

Suelo: El sistema debe poseer un forro que garantizara la permanencia del agua residual en el humedal, para así prevenir la infiltración al terreno, el material de soporte en podrá ser grava, con paredes y bases de concreto que corresponden a las terrazas o canales horizontales que posee la estructura civil.

Riesgo de Inundación: Los humedales se deben ubicar lejos de las comunidades, especialmente las que se encuentran por debajo de este. Además se debe contar con un caudal conocido para tratar, con el fin de no superar la capacidad del canal horizontal.

Uso actual del terreno: El tipo de terreno preferido para la instalación de sistemas pantanosos son espacios abiertos o de uso agrario.

Clima: Es posible utilizar sistemas de terrenos pantanosos en zonas de climas fríos. Sin embargo, la viabilidad del funcionamiento de los sistemas durante el invierno depende de la temperatura del agua en el interior del depósito y de los objetivos de tratamiento. El rendimiento del proceso de tratamiento es muy sensible a la temperatura, ya que los principales mecanismos de tratamiento son biológicos. En los casos en los que las bajas temperaturas no permitan alcanzar los objetivos de tratamiento preestablecidos, será necesario almacenar el agua.

Los sistemas contruidos en climas fríos podrían requerir grandes áreas o especial operación para conseguir las metas esperadas. Los climas cálidos podrían requerir fuentes de agua suplentes para prevenir el secado del humedal.

Control de vectores: Los sistemas FWS en particular, proporcionan el hábitat ideal para la proliferación de mosquitos. El aspecto del control de vectores puede ser el factor crítico a la hora de determinar la viabilidad del uso de sistemas pantanosos artificiales. En el diseño de este tipo de sistemas se deben incluir medidas para el control biológico de la presencia de mosquitos por medio de peces y de la aplicación de agentes químicos de control. Para mantener la población de peces es necesario que el nivel de oxígeno disuelto sea superior a 1mg/L. También puede ser necesario reducir la densidad de la vegetación.

2.1.1 Modelos de diseño para humedales de flujo libre

EPA, DESIGN MANUAL; CONSTRUCTED WETLANDS AND AQUATIC PLANT SYSTEMS FOR MUNICIPAL WASTEWATER TREATMENT. Septiembre 1988.

Los humedales pueden reducir significativamente la demanda biológica de oxígeno (DBO₅), los sólidos suspendidos (SS), el nitrógeno, los metales y patógenos. Los mecanismos básicos del tratamiento son la sedimentación, la precipitación química, la adsorción, las interacciones microbianas y la ayuda de la vegetación.

Remoción de DBO₅: En este tipo de humedal, la remoción de la DBO₅ soluble se debe al crecimiento microbiano adherido a las raíces de las plantas, tallos y hojas pequeñas que han caído al agua. Las fuentes de oxígeno para esta reacción están en la aireación de la superficie del agua y la transferencia de oxígeno a través de las plantas desde la atmósfera.

El criterio presentado a continuación está desarrollado para cargas orgánicas bajas y moderadas. La carga orgánica debe ser distribuida sobre una porción de área y no aplicada a un solo punto. La profundidad del agua debe ser de 0.6m o menor para asegurar la adecuada distribución de oxígeno, en los meses de verano podría recircularse parte del efluente para evitar las pérdidas por evaporación con el fin de mantener los niveles de oxígeno y los flujos de diseño.

La remoción de DBO₅ en un humedal ha sido descrita por un modelo de primer orden como se enuncia a continuación:

$$\frac{C_e}{C_o} = \exp(-K_t * t) \quad (2.1)$$

Donde

C_e: DBO₅ efluente, mg/L

C_o: DBO₅ afluente, mg/L

K_T: constante de reacción de primer orden dependiente de la temperatura, d⁻¹

t: tiempo de residencia hidráulico, d

El tiempo de residencia hidráulico puede expresarse así:

$$t = \frac{L * W * d}{Q} \quad (2.2)$$

Donde

L: longitud del sistema

W: ancho del sistema

d: profundidad

Q: caudal promedio (entrada y salida)

En un humedal FWS, una porción del volumen disponible estará ocupado por la vegetación, por lo tanto el tiempo de detención real será una función de la porosidad, la cual puede ser definida como el área de sección transversal restante disponible para el flujo.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.3)$$

Donde

n: porosidad

V_v : volumen de espacios

V: volumen total

Combinando las ecuaciones (2.2) y (2.3) con la ecuación (2.1) resulta:

$$\frac{C_e}{C_0} = A * \exp \left(-0,7 * K_t * A_v^{1.75} * \frac{L * W * d * n}{Q} \right) \quad (2.4)$$

Donde

A: fracción de DBO5 no removida como sólidos sedimentables cerca de la entrada del sistema, fracción decimal

A_v : área superficial específica para actividad microbiana, m^2/m^3

La constante de velocidad dependiente de la temperatura es calculada a partir de la constante de velocidad para 20°C K_{20} y el factor de corrección de 1.1. La constante de velocidad K_T (en d-1) a la temperatura del agua T (en °C) está definida por la siguiente ecuación.

$$K_T = K_{20} * 1,1^{(T-20)} \quad (2.5)$$

Los demás coeficientes de la ecuación (2.4) han sido estimados.

A: 0.9

K_{20} : 0.0057 d⁻¹

AV: 15.7 m²/m³

n: 0.75

La ecuación (2.4) es una expresión matemática necesaria para propósitos de diseño.

BORRERO JAIME, DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES CON HUMEDALES ARTIFICIALES. Mayo 1999.

Los sistemas de humedales artificiales pueden ser considerados como reactores biológicos, y su rendimiento puede ser estimado mediante una cinética de primer orden de flujo a pistón para la remoción de DBO y nitrógeno.

Los modelos de diseño presentados aquí son los sugeridos por Sherwood C. Reed en su libro Natural Systems for Waste Management and Treatment.

Es crítico para el éxito del rendimiento del humedal. Todos los modelos de diseño que se usan actualmente asumen condiciones uniformes de flujo a pistón y que además no existen restricciones para el contacto entre los constituyentes del agua residual y los organismos responsables del tratamiento.

En un humedal SFS este concepto es necesario para asegurar que las condiciones de flujo subsuperficial se mantienen en circunstancias normales durante el periodo de funcionamiento del sistema. Esto solo es posible a través de un cuidadoso diseño hidráulico y unos métodos constructivos apropiados.

El flujo a través del humedal debe superar la resistencia por fricción del mismo sistema. Esta resistencia es impuesta por la vegetación y la capa de sedimentos en los FWS, y el medio, las raíces de las plantas y los sólidos acumulados en los SFS. La energía necesaria para superar esta resistencia viene dada por la pérdida de carga entre la entrada y la salida del sistema. La mejor solución en lo referente a la construcción, es proveer al humedal de un fondo con una inclinación que sea suficiente para permitir un drenaje completo cuando sea necesario y una salida de altura variable con el nivel del agua.

La relación largo-ancho tiene gran influencia en el régimen hidráulico y en la resistencia al flujo. En teoría grandes relaciones largo-ancho 10:1 o mayores asegurarían un flujo a pistón, pero tiene el inconveniente de que en la parte alta del sistema se desborda el agua debido al incremento en la resistencia al flujo causado por la acumulación de residuos de vegetación principalmente en sistemas FWS. Por tanto relaciones de 1:1 hasta aproximadamente 4:1 son aceptables. Los cortocircuitos pueden ser minimizados con una cuidadosa construcción y mantenimiento del humedal, con el uso de múltiples celdas y con la intercalación de zonas abiertas (sin vegetación) para la redistribución del flujo.

Diseño hidráulico. El flujo de agua en un humedal FWS es descrito por la ecuación de Manning, que define el flujo en canales abiertos. La velocidad del flujo en el humedal es descrita en la ecuación (2.6), depende de la profundidad del agua, de la pendiente de la superficie del agua y de la densidad de la vegetación. Otras aplicaciones de la ecuación de Manning para canales abiertos suponen que la resistencia por fricción solamente ocurre en el fondo y en las paredes del canal. En los humedales FWS la resistencia está distribuida sobre la totalidad de la columna de agua, ya que las plantas emergentes y los restos de vegetación están presentes en todo el espacio. La ecuación de Manning también asume flujo turbulento, lo que no es completamente válido pero es una aproximación aceptable.

$$v = \frac{1}{n} * y^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (2.6)$$

Donde

v: velocidad de flujo, m/s

n: coeficiente de Manning, m/s

y: profundidad del agua en el humedal, m

S: gradiente hidráulico o pendiente de la superficie del agua, m/m

Para los humedales, el número de Manning (n) es función de la profundidad del agua debido a la resistencia impuesta por la vegetación emergente. La resistencia también

depende de la densidad de la vegetación y de la capa de residuos que puede variar según la localización o la estación. La relación está definida por:

$$n = \frac{a}{y^{\frac{1}{2}}} \quad (2.7)$$

Donde:

a: factor de resistencia, $s \cdot m^{1/6}$

0.4 para vegetación escasa y $y > 0.4$ m

1.6 para vegetación moderadamente densa con $y \approx 0.3$ m

6.4 para vegetación muy densa con $y \leq 0.3$ m

En muchas situaciones, con vegetación emergente típica, es aceptable asumir para propósitos de diseño valores de **a** entre 1 y 4. Sustituyendo la ecuación (2.7) en la ecuación (2.6) tenemos.

$$v = \frac{1}{a} * y^{\frac{7}{6}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (2.8)$$

Para determinar la longitud del humedal se debe tener en cuenta las siguientes definiciones:

$$V = \frac{Q}{W * y} = \frac{Q}{A_T} \quad W = \frac{A_s}{L} \quad S = \frac{m * y}{L} \quad t = \frac{A_s * y * n}{Q} \quad (2.9)$$

Donde

Q: caudal, m³/d

m: pendiente del humedal, % expresado como decimal

W: ancho del humedal, m

AT: área transversal del humedal, m²

AS: área superficial del humedal, m²

L: longitud del humedal, m

Reemplazando las anteriores relaciones se obtiene:

$$L = \left(\frac{A_s * y^{\frac{8}{3}} * m^{\frac{1}{2}}}{a * Q} 86400 \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.10)$$

El área superficial del humedal se determina primero mediante el modelo de diseño de remoción del contaminante limitante. La ecuación (2.10) permite el cálculo directo de la longitud máxima aceptable de una celda del humedal.

Modelo de remoción de DBO. Todos los sistemas de humedales artificiales pueden ser considerados como reactores biológicos y su rendimiento puede aproximarse al descrito por la cinética de primer orden de un reactor de flujo pistón.

El modelo se basa en la experiencia con sistemas aplicados sobre suelo y filtros percoladores.

$$\frac{C_e}{C_o} = A * \exp \left(- \frac{0,7 * K_T * A_v^{1,75} * L * w * y * n}{Q} \right)^2 \quad (2.11)$$

Donde

C_e: concentración de DBO₅ en el efluente, mg/L

C_o: concentración de DBO₅ en el afluente, mg/L

A: fracción de DBO₅ no removida como sólidos sedimentables cerca de la entrada del sistema, fracción decimal

K_T: constante de reacción de primer orden dependiente de la temperatura, d⁻¹

A_V: área superficial específica para actividad microbiana, m²/m³

L: longitud del sistema, m

W: ancho del sistema, m

y: profundidad promedio del sistema, m

n: porosidad del sistema, fracción decimal

Q: caudal promedio en el sistema, m³/d

La ecuación (2.11) se considera teóricamente correcta, pero tiene el problema para evaluar los factores $A_y A_v$. El valor de A_v recomendado por algunas publicaciones es de 15.7 m²/m³, ya que es difícil medirlo en un humedal funcionando. Dependiendo del nivel de tratamiento que se desee el factor A puede tomar diferentes valores, para efluentes primarios 0.52, para secundarios 0.75 y 0.90 para efluentes terciarios.

Reorganizando los términos de la ecuación (2.11) se obtiene una expresión para estimar el área superficial requerida para el humedal en metros cuadrados (A_s).

$$A_s = \frac{Q(\ln C_o - \ln C_e - \ln A)}{K_T * y * n} \quad (2.12)$$

$$K_T = K_{20} * 1,06^{(T-20)} \quad (2.13)$$

El valor de K_{20} es de 0.2779 d⁻¹ y el rango de porosidad, n, es de 0.65 a 0.75.

Debido a las dificultades para evaluar $A_y A_v$, se ha realizado una segunda aproximación a partir del análisis de los datos de rendimiento de sistemas de este tipo en operación.

$$\frac{C_e}{C_o} = \exp(-K_T * t) \quad (2.14)$$

Para calcular el coeficiente K_T se utiliza la ecuación (2.13). El valor de K_{20} es de 0.678 d⁻¹. El área superficial del humedal se determina así:

$$A_s = \frac{Q(\ln C_o - \ln C_e)}{K_T * y * n} \quad (2.15)$$

Modelo de remoción para Sólidos Suspendidos Totales. En este sistema la remoción de sólidos se debe a procesos físicos. Debido a que la remoción de SST es rápida en comparación con la de DBO₅, no se lo considera como un parámetro de diseño.

Una regresión lineal de datos obtenidos en humedales en Estados Unidos proporciona las ecuaciones que pueden servir para estimar la concentración de SST a la salida del humedal. Estas ecuaciones son válidas para cargas hidráulicas entre 0.4 y 0.75 cm/d, para valores que no estén en este rango se pueden tener resultados incorrectos. a

$$C_e = C_o(0,1139 + 0,00213 * CH) \quad (2.16)$$

$$CH = \frac{Q}{A_s} \quad (2.17)$$

Donde

Ce: concentración de SST en el efluente, mg/L

Co: concentración de SST en el afluente, mg/L

CH: carga hidráulica, cm/d

Q: caudal promedio en el sistema, m³/d

A_s: área superficial del humedal, m²

2.1.2 Consideraciones de contrucción

Los aspectos más importantes a tener en cuenta para la construcción de humedales son básicamente, la impermeabilización de la capa superficial del terreno, la selección y colocación del medio granular para el caso de los sistemas SFS, el establecimiento de la vegetación, y por último las estructuras de entrada y salida. Estaciones de bombeo,

instalación de desinfección y tuberías de conducción pueden ser también necesarias, como otras que pueden llegar a ser indispensables. Puesto que los niveles de oxígeno disuelto pueden llegar a ser bajos, en algunos casos pueden ser necesarias también unas instalaciones de pre-aireación. Donde la topografía lo permita, una caída en cascada cubierta de cemento para protegerla puede ser suficiente para este propósito. Para el cálculo de la profundidad del humedal este debe ser acorde al crecimiento que alcanzan las raíces de la especie vegetal.

Los humedales FWS se diseñan y construyen con el fin de aprovechar los procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren naturalmente para reducir la materia orgánica, los sólidos suspendidos totales, nutrientes y organismos patógenos.

Los temas importantes de los humedales son la hidrología, la hidráulica, la bioquímica, los efectos de la temperatura, las características de los componentes y la especie vegetal.

Hidrología: Ésta a menudo es considerada el factor más importante en el mantenimiento y funcionamiento del humedal. La hidrología del humedal influye y controla directamente los factores abióticos, como la disponibilidad de nutrientes, condiciones aerobias y anaerobias, las condiciones del suelo, la profundidad y velocidad del agua. En cambio, los componentes bióticos de un humedal influyen directamente en la hidrología del humedal a través de procesos, como la transpiración, la precipitación y el desarrollo de cambios de temperatura en el interior del humedal.

Selección de la especie vegetal: El mayor beneficio de las plantas es la transferencia física en el sistema (los tallos, las raíces, y rizomas). En los humedales FWS las proporciones sumergidas de las hojas y tallos muertos se degradan y se convierten en lo que se llama restos de vegetación. Las plantas emergentes que frecuentemente se encuentran en la mayoría de los humedales para aguas residuales incluyen:

- *Typhas*: La espadaña se ubica en distribución robusta, capaz de crecer bajo diversas condiciones medioambientales, algunas tienen una relativa baja de penetración en grava de 0.3m, por lo que es recomendable para sistemas SFS.
- *Scirpus*: Son de la familia de las ciperáceas, son perennes y crecen en grupos. Los juncos son capaces de crecer bien en agua desde 5cm a 3m de profundidad, pueden crecer en grava

hasta 0.6m por lo que son muy utilizadas en SFS, las temperaturas deseables son 16-27°C, y un pH de 4-9

- *Phragmites*: son anuales y con altos rizomas perennes extensos. Los sistemas que utilizan carrizos pueden ser más eficaces en la transferencia de oxígeno por los rizomas que penetran verticalmente más profundamente que las espadañas pero menos que los juncos 0.4m, esta especie posee poco valor alimenticio por lo cual no son atacadas por animales u otros tipos de plantas.

En la construcción de los dos tipos de humedales, es de vital importancia establecer la vegetación con la densidad apropiada. Si están disponibles, deben ser preferidas las plantas locales que estén adaptadas a las condiciones del sitio. Aunque la siembra se puede hacer a partir de semillas, este método requiere bastante tiempo y control estricto del agua. Adicionalmente, presenta el problema del posible consumo de semillas por parte de los pájaros, por lo que es más aconsejable plantar mediante trasplante de rizomas al lecho previamente preparado.

En los Estados Unidos las especies vegetales dominantes en los humedales artificiales son juncos de laguna y las espadañas o una combinación de estas dos especies. En Europa la especie dominante son los carrizos.

El jacinto de agua ha sido exitosamente desarrollado en Marruecos (Mandi, 1998) y en una pequeña comunidad en Brasil (Roquette et al., 1998), donde el sistema se utiliza para tratar agua para consumo humano y aguas residuales domésticas.

2.2 Diseño de lagunas de estabilización

El diseño de lagunas de estabilización se suele llevar a cabo por procedimientos sencillos, basados normalmente en la reducción de una sola variable (generalmente materia orgánica como DBO₅). Existe una gran variedad de métodos de diseño, los parámetros en los que se basan los cálculos suelen ser uno o varios de los siguientes (Moreno, 1991):

- Carga volumétrica (g DBO₅/ ha·día).
- Carga superficial (kg DBO₅/ ha·día).
- Tiempo de retención hidráulico (días).

- Profundidad de la laguna.

A continuación se va a exponer los procedimientos más generalizados para el diseño de lagunas facultativas de donde, a partir de los fundamentos físicos del proceso de lagunas, se definen condiciones para maximizar la eficiencia.

2.2.1 Diseño de lagunas facultativas

Los métodos de diseño de lagunas facultativas se pueden clasificar de la siguiente forma:

1. Métodos empíricos:

Son relaciones matemáticas sencillas deducidas de la observación experimental en una laguna de estabilización, o en un grupo de ellas que trabajan en condiciones similares. Se utilizan como variables de diseño un grupo reducido de estas, fundamentalmente caudal, tiempo de residencia y carga aplicada. El principal parámetro de diseño es demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días (DBO_5), que es una medida de la carga orgánica.

2. Métodos racionales:

En ellos se intenta ofrecer una explicación en términos cinéticos de lo que ocurre en las lagunas de estabilización. Normalmente se basan en la reducción de una sola variable indicativa de la carga orgánica y se fundamentan en hipótesis restrictivas. Entre estas hipótesis se encuentran las siguientes:

- La composición de la alimentación se considera constante durante todo el año.
- El régimen hidráulico corresponde a un modelo ideal de flujo.
- No se define el sistema detrítico, es decir, no se consideran las sedimentaciones orgánicas en el fango.
- Las lagunas funcionan en régimen estacionario.
- La cinética de la depuración es de primer orden, con una constante de velocidad, que se suele definir como exponencial de la temperatura.

3. Métodos matemáticos:

En realidad son una subcategoría de los anteriores, pero presentan características muy diferentes en cuanto a las hipótesis utilizadas. Se considera que las lagunas son sistemas dinámicos, con cinéticas complejas y regímenes no ideales de flujo.

Se basan en la modelización matemática de las interacciones físico-químicas y biológicas responsables de la depuración en lagunas. Su complejidad es mucho mayor, ya que describen en forma dinámica la relación simbiótica existente entre bacterias y fitoplancton, para lo que es necesario llevar a cabo un balance de materia de las distintas especies químicas y biológicas presentes en el sistema.

A continuación se describen los métodos empíricos y racionales más utilizados:

2.2.2 Métodos empíricos y racionales

Métodos empíricos.

La utilización de un intervalo admisible de carga superficial es el parámetro de diseño más utilizado. Como consecuencia de la gran variedad de situaciones en que han sido deducidos, existe una gran diversidad de intervalos sugeridos por los distintos autores. La O.M.S., recomienda para climas templados un intervalo de 200-400 kg DBO₅/ha·día.

Otros métodos empíricos consisten en ecuaciones deducidas a partir de datos recogidos en varias lagunas que trabajan en condiciones similares. Los más conocidos son los siguientes:

Método de McGarry y Pescod.

El análisis de datos operativos de lagunas facultativas situadas en diversas zonas geográficas, indica que la carga superficial máxima aplicable a una laguna facultativa, se relaciona con la temperatura mensual media del aire en la forma siguiente:

$$L_{\max} = 60,3 * 1,0993^T \quad (2.18)$$

La carga admisible máxima aumenta con la temperatura, por lo que para el diseño se utiliza la aproximación más conservadora, para la que se toma la temperatura media ambiente del mes más frío. Con esto se obtendría una laguna que trabajaría en el límite de lo tolerado, al menos un mes al año. Para evitar la anaerobiosis se utiliza un factor de seguridad, con lo que la ecuación queda:

$$L_{max} = 20 * T - 120 \quad (2.19)$$

En ambas ecuaciones L_{max} viene expresado en kg DBO₅/ha·día.

En estudios posteriores se ha puesto de manifiesto que esta ecuación no resulta adecuada para lagunas con cargas superficiales pequeñas (14.1-27.2 kg DBO₅/ ha·día). Para cargas superficiales unas diez veces superiores, en climas cálidos, se obtienen buenos resultados.

Ecuación de Arthur.

Arthur, propone una forma modificada de la ecuación de McGarry y Pescod:

$$L_{max} = 20 \cdot T - 60 \text{ (kg DBO}_5\text{ / ha dia)} \quad (2.20)$$

Esta relación proporciona un factor de seguridad alrededor de 1.5, para evitar que la laguna facultativa se convierta en anaerobia.

Método de Larsen.

El área necesaria para conseguir una reducción prefijada en materia orgánica en una laguna de estabilización facultativa se calcula en función de cinco factores adimensionales, del modo siguiente:

$$MOT = (2,468^{RED} + 2,468^{TTC} + 23,9 / TEMPR + 150 / DRY) 10^6 \quad (2.21)$$

Estos factores adimensionales se definen como:

$$MOT = 1,0783 * 10^{-7} \frac{S * I^{\frac{1}{3}}}{Q_i * L_e^{\frac{1}{3}}} \quad (2.22)$$

$$RED = \frac{L_i - L_e}{L_i} \quad (2.23)$$

$$TTC = \frac{0,0879 * W * L_i^{\frac{1}{3}}}{I^{\frac{1}{3}}} \quad (2.24)$$

$$TEMPR = \frac{T_w}{T_a} \quad (2.25)$$

$$DRY = \text{Humedad relativa (\%)} \quad (2.26)$$

Siendo:

S = superficie de la laguna, ft²;

I = radiación solar, Btu/ft² día;

W = velocidad del viento, millas/hr;

T_w = temperatura del agua de la laguna, °F;

T_a = temperatura del aire, °F;

Q_i = caudal del influente, gal/día.

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

L_e = DBO₅ del efluente, mg/l.

Esta ecuación se aplica en las condiciones más desfavorables: intensidad de radiación solar y temperatura media en invierno, carga orgánica máxima, etc.

Método de Gloyna.

Después de estudiar los resultados obtenidos en numerosos estanques a escala de laboratorio, planta piloto, y más de 200 estanques en explotación, Gloyna y colaboradores desarrollaron varias fórmulas que permiten establecer una relación entre el volumen del estanque, la temperatura, la DBO₅, el caudal del influente, y la toxicidad. La primera de estas ecuaciones

para la que la eficacia en la reducción de la DBO₅ estaba entre un 85-95% fue la publicada por Hermann y Gloyna

$$V = (3.5 * 10^{-5}) N_q L_i \theta^{35-T_m} \quad (2.27)$$

Donde:

V = volumen de la laguna, m³;

N = población contribuyente;

q = producción de agua residual por persona, l/día;

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

θ = coeficiente de temperatura, 1.09 adimensional;

T_m = temperatura media del agua correspondiente al mes más frío, ° C.

La ecuación 2,27 fue actualizada por Gloyna en 1976 con el objeto de incorporar unos factores de corrección referidos a la concentración de iones sulfato presentes en el medio, y a la toxicidad algal, obteniendo finalmente la ecuación 2.28:

$$\frac{V}{Q} = R = 3.5 * 10^{-5} Q L_i \theta^{35-T_m} f * f' \quad (2.28)$$

Donde:

V, L_i, θ T_m, tienen el mismo significado que en la ecuación 2.27;

Q = caudal del influente, l/día;

R = tiempo de retención hidráulico, días;

f = factor de toxicidad algal = 1.0 para aguas residuales de origen domestico;

f' = factor de corrección para la DBO₅ producido por la presencia en el medio de iones sulfato = 1.0 para concentraciones de iones sulfato < 500 mg/l.

Una vez calculado el volumen de la laguna mediante la ecuación 2.28, debe adoptarse un valor para la profundidad que dependerá del tipo de agua residual, contenido en sólidos sedimentables, temperatura y condiciones climáticas.

La O.M.S. recomienda el uso de los métodos de Gloyne o de McGarry y Pescod, en función de la carga orgánica a depurar y de la localización geográfica de las lagunas, cuando no se dispone de datos específicos fiables.

Métodos racionales.

Ningún sistema convencional puede competir con la eficiencia que se logra en las lagunas de estabilización sobre la base de la remoción de microorganismos patógenos y por tanto, en la actualidad éstas se han convertido en una opción importante para el tratamiento de los residuales líquidos de centros poblacionales e industrias, tanto en países en desarrollo, como en países desarrollados donde se planifique el reuso de las aguas residuales.

A partir de la segunda mitad de este siglo comenzaron a elaborarse criterios para el dimensionamiento de las lagunas de estabilización y desde entonces se han propuesto diferentes teorías para el diseño de estas obras.

En las lagunas de estabilización, se considera como aproximación que ocurre una cinética de primer orden y que la constante de reacción depende invariablemente de la temperatura y de la naturaleza de las sustancias reaccionantes, por lo que esta constante se ha postulado en la generalidad de los casos, tanto para la remoción de materia orgánica, nutrientes o bacterias, como proporcional a la temperatura del agua.

Método de la cinética de primer orden.

Fue desarrollado por Marais y Shaw, también es conocido como aproximación de mezcla completa. Este método se basa en las siguientes hipótesis:

- La reducción de la materia orgánica manifiesta una cinética de primer orden.
- En la laguna se dan condiciones de mezcla completa.
- No se producen pérdidas por filtración y/o evaporación.

La ecuación propuesta es

$$\frac{L_e}{L_i} = \frac{1}{1+kR} \quad (2.29)$$

Donde:

L_e = DBO₅ del efluente, mg/l;

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

k = constante de velocidad, días⁻¹;

R = tiempo de retención, días.

Sustituyendo R por V/Q , se puede calcular la superficie de la laguna:

$$A = \frac{Q}{Dk} \left[\frac{L_i}{L_e} \right] \quad (2.30)$$

Donde:

D = profundidad de la laguna, m;

Q = caudal del influente, m³/día;

A = superficie, m².

a) Modificación de Middlebrooks.

Middlebrooks modifica la ecuación de Marais, proponiéndola de la siguiente forma:

$$\frac{L_e}{L_i} = \left[\frac{1}{1 + kR_n} \right]^n \quad (2.31)$$

Donde:

L_e = DBO₅ del efluente, mg/l;

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

k = constante de velocidad, días⁻¹;

R_n = tiempo de retención hidráulico en cada laguna, días;

n = número de lagunas en serie.

Esta ecuación está referida a n lagunas conectadas en serie, para las que la eficacia máxima se obtendrá cuando el tiempo de retención en cada laguna sea idéntico.

Modificación de Mara.

Basándose en el hecho experimental de que la DBO₅ de los estanques facultativos no debe ser nunca inferior a 55 mg/l, Mara propone una modificación al método de Marais y Shaw, que proporciona una expresión del área en función del caudal del influente, la DBO₅ del influente, la constante cinética y la profundidad del estanque:

$$A = Q \frac{L_i - 55}{55 k D} \quad (2.32)$$

Donde:

A = área de la laguna, m²;

Q = caudal, m³/día;

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

k = constante cinética de degradación, día⁻¹;

D = profundidad del estanque, m.

Método de Uhlmann.

Uhlmann y col. adoptan para el diseño de lagunas de estabilización, el modelo de n reactores de mezcla completa operando en serie. Obtienen una expresión de la constante cinética de degradación, k, en función de la carga orgánica, el tiempo de retención y la temperatura:

$$k = \frac{R^J}{G} \quad (2.33)$$

Donde:

$$G = (0.327 + (10.277/T) + 1/ (L (0.25 + 0.476/T)))$$

$$J = -1/(1.391 + 1.304/T + (0.061 + 0.05T)/L)$$

R = tiempo de retención hidráulico, días;

T = temperatura, °C;

L = carga orgánica volumétrica, g DBO₅/m³ · día;

k = constante cinética de primer orden, (días)⁻¹.

2.3 Características constructivas en lagunas de estabilización

El diseño de lagunas no consiste solamente en determinar la superficie y profundidad sino, particularmente en resolver un sin número de detalles de construcción y especificaciones que asegurarán un funcionamiento y estabilidad adecuado de la unidad a lo largo de su vida útil.

Muchos informes acerca de lagunas existentes demuestran una serie de defectos en su funcionamiento, averías en las estructuras y molestias de una pobre ingeniería. Un buen diseño minimiza malos funcionamientos tales como manchas anaeróbicas en una laguna facultativa, carencia de efluente por infiltración excesiva hacia el fondo, diques erosionados, crecimiento excesivo de maleza, proliferación resultantes de mosquitos, débil efecto de mezcla inducido por el viento, acumulación de sedimentos alrededor de la entrada y otras penosas circunstancias.

Además, una buena ingeniería trae como consecuencia, casi siempre, la reducción en los costos por la minimización en el revestimiento y la optimización de la excavación y el relleno. Hay muchas buenas razones para no descuidar la ingeniería y detalles de construcción.

2.3.1 Estructuras de entrada

Existe bastante controversia en cuanto si la tubería de entrada a una laguna debe ir sumergida o sobre el nivel del agua. Los argumentos a favor de las tuberías sumergidas son su bajo costo y sencillos métodos de construcción. Los argumentos en su contra son: el

asentamiento de lodo en caudales bajos con la consecuente obstrucción de la tubería y la aparición de material asentado alrededor de la desembocadura.

Los argumentos a favor de las tuberías elevadas son la ausencia de obstrucciones con caudales bajos porque se aseguran velocidades mínimas mediante secciones de flujo parcial, mientras que los canales sumergidos están siempre llenos. El efecto de mezcla y las condiciones de dispersión del afluente en el cuerpo de agua se aseguran debido a la turbulencia originada por la caída del afluente. El control visual de los caudales aproximados es posible desde cualquier punto de la coronación del dique. Los argumentos en contra son: costos más altos debido a los soportes para las tuberías (por ejemplo pilares de albañilería) y exposición al vandalismo.

Las tuberías de entrada, tanto sumergidas como elevadas, deberán distar de los bordes. En lagunas cuadradas la tubería de entrada generalmente termina en el centro, En lagunas rectangulares termina en un punto de la línea central más larga, equidistante de tres de los lados. Esto evita que las aguas crudas lleguen hasta los bordes.

Algunos autores recomiendan tuberías de entrada sumergidas terminando en una pequeña pieza vertical apuntada hacia arriba a fin de que la boca no tome contacto con el material sedimentado. Esta práctica ofrece mayor riesgo de obstrucción.

Otros indican que es preferible colocar la tubería al nivel del suelo, prolongándola unos 2 m o más por encima de una depresión circular, de 0.5 m de profundidad y 10 m o más de diámetro, donde se acumulará la arena por muchos años sin interferir con la boca del canal.

Con frecuencia las tuberías de entrada descargan sobre una losa de concreto de aproximadamente 1 m de diámetro cuando van sumergidas y en el caso ingresos sobre el nivel del agua descarga sobre un revestimiento de piedra de aproximadamente 1 x 2 m justo debajo de la boca de la tubería para evitar la socavación del fondo de la laguna durante la fase de llenado.

Uno de los aspectos que debe ser mejor investigado al proyectar lagunas de estabilización es el del balance hídrico, hemos tomado lo siguiente:

Tan importante es procurar una carga orgánica adecuada como lograr un balance hídrico apropiado. La mayoría de las lagunas de estabilización que no han logrado cumplir su

objetivo ha sido por causa de un balance hídrico inadecuado. Son pocas la lagunas que han fallado por aplicarles una carga orgánica mal calculada, pues el diseño por carga orgánica es más flexible que por balance hídrico.

Entre más grande hagamos una laguna, más nos vamos del lado de la seguridad desde el punto de vista de carga orgánica, pero más la comprometemos desde el punto de vista del balance hídrico. El balance hídrico suele ser dado por la ecuación:

$$Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e) \quad (2.34)$$

Donde:

Q_e = caudal efluente

Q_a = caudal afluente de aguas residuales

P_r = precipitación que cae sobre la laguna

P_c = infiltración de agua subterránea hacia la laguna (sucede cuando el nivel freático está sobre el de la laguna)

E = evaporación

P_e = pérdidas por percolación (sucede cuando el nivel freático está por debajo del de las lagunas y éstas no se han sellado).

Las cantidades anteriores se pueden trabajar en metros cúbicos por día o litros por día.

Analizando el mes crítico (de menos lluvia, el nivel freático más bajo, de mayor evaporación) el valor de Q , tiene que ser positivo. Es aquí donde algunas veces se hace necesario reducir el área de las lagunas, y el diseño del lado de la seguridad consiste en hacer lagunas más pequeñas (en área total) y no más grandes como supondría quien haga un análisis superficial del problema.

Si en un primer tanteo durante un diseño obtenemos un valor de Q , negativo, quedan varias alternativas; entre ellas, impermeabilizar la laguna con material arcilloso o membranas sintéticas. Pero hay un recurso que puede ser más económico, y éste consiste en usar lagunas anaerobias. Un sistema de lagunas con anaeróbicas primarias puede tener un 60% del área de uno equivalente que use sólo lagunas facultativas; lo cual es muy importante

desde el punto de vista de balance hídrico. En casos extremos se pueden usar lagunas anaerobias primarias y secundarias, con lo cual el área puede llegar a ser hasta un 40% de la de un sistema equivalente que no use lagunas anaeróbicas. En zonas muy céntricas donde no sea aconsejable el uso de lagunas anaerobias, éstas podrían ser sustituidas por lagunas aireadas mecánicamente.

Recuérdese que un buen diseño no consiste en hacer muchas lagunas en serie o lagunas muy grandes sino lograr la adecuada remoción de carga orgánica y patógena con un balance hídrico positivo aún en la época crítica desde el punto de vista hídrico.

Estas lagunas cuentan con aliviadero. Las lagunas se diseñan con un borde libre que da margen para el aumento de carga sobre el vertedero de salida cuando sucede este caudal máximo.

Otro aspecto importante relacionado con las pérdidas de agua es la posible polución de las aguas subterráneas. Es poco probable el paso de patógenos u otros organismos al subsuelo. Los nitratos pueden llegar a causar problemas. Conviene investigar hasta qué grado el aumento de la profundidad de las lagunas haga que el lixiviado proceda de una soma completamente anaeróbica en la cual haya ocurrido desnitrificación.

2.3.2 Estructuras de salida

La estructura de salida de una laguna determina el nivel del agua dentro de ella y podrá colocarse en cualquier punto del borde, ordinariamente al pie del dique y opuesto a la tubería de entrada.

Hay muchos tipos de salidas. La mayoría contempla el tendido de una tubería en el fondo de la laguna que atraviesa el dique. Esto permite vaciar completamente la laguna en caso necesario.

El dispositivo de salida más sencillo consta de una tubería vertical cuyo extremo superior alcanza el punto del nivel de agua deseado. El extremo inferior se conecta a la tubería de descarga.

Las tuberías de descarga que atraviesan los diques deberán instalarse con anterioridad a la construcción de los mismos a fin de evitar cortes y rellenos en una obra recién construida, corriéndose el peligro de debilitar algún punto.

Las estructuras salida más convenientes son con dispositivos para variar el nivel del agua con fines operativos. Por ejemplo, disminuyendo el nivel en 0.50 m se facilitará enormemente la eliminación de maleza y reparación de los taludes erosionados por el choque de las olas.

Tal dispositivo de salida puede consistir simplemente de una caja cuadrada vertical cuya base repose sobre el fondo, al pie del dique, y su extremo superior sobresalga sobre el nivel del agua. Uno de los lados de esta caja se construye parcialmente y se colocan planchas de contención, que pueden ponerse o quitarse a voluntad, a manera de un vertedero de altura variable.

Actualmente se recomienda la instalación de una pantalla alrededor del dispositivo de salida para impedir que penetre materia flotante y espuma en el efluente y la consiguiente salida de huevos y quistes de parásitos.

CAPÍTULO 3. OBTENCIÓN Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Una vez realizado un análisis de los métodos existentes para el diseño de lagunas de estabilización y humedales artificiales se propone la clasificación de la laguna ya existente y el diseño de un humedal superficial para la depuración de las aguas residuales de la UCLV, escogiéndose este caso de estudio por las deficiencias existentes actualmente en la depuración de las aguas residuales en esta área y la disponibilidad de terreno existente, lo que permite la implementación de estos sistemas de tratamiento.

3.1 Características del agua residual de la UCLV.

Cada agua residual es única en sus características, si bien, en función del tamaño de la población, del sistema de alcantarillado empleado, del grado de industrialización y de la incidencia de la pluviometría, pueden establecerse unos rangos de variación habituales, tanto para los caudales como para las características fisicoquímicas de estos vertidos, las aguas de la universidad tienen como característica principal que es un agua residual urbana.

Datos básicos:

- Caudal medio 16 L/S.
- Caudal diario 1230 m³/d
- DBO₅ 300 mg/ L
- Sólidos en suspensión 22 mg /L
- N total. 25 mg/L.
- Fosforo total 4 mg/L

Características del efluente perteneciente al lagunaje:

- DBO₅ 57 mg/ L

- Sólidos en suspensión 6,85 mg /L
- N total. -
- Fosforo total 2,8 mg/L

Como se observa los elementos que componen el agua residual proveniente de la UCLV se degradan según las etapas de tratamiento. En la primera fase se entiende que el residual crudo pasa por el sistema de pretratamiento, elemento indispensable en todos los sistemas de depuración. Los términos del efluente a la salida del pretratamiento se determinaron a partir de los porcentajes de remoción obtenidos por la literatura técnica especializada dando una aproximación certera del afluente que entra a las lagunas facultativas posteriores. Luego la etapa de mayores porcentajes de remoción se encuentra en el lagunaje obteniéndose características propias de cuerpos receptores clase C, no obstante para el caso de estudio en la UCLV no es suficiente estos parámetros dado a que la categoría del cuerpo receptor presente es de clase A como establece la norma cubana.

Finalmente se destaca la insuficiencia del tratamiento a partir del lagunaje en las aguas provenientes de la UCLV concluyendo la necesidad de implementar una etapa posterior que complemente el sistema en general y desarrolle las características requeridas para el cuerpo receptor río Ochoa.

3.2 Descripción de los órganos de tratamiento.



Figura 3.1: Laguna de oxidación ubicada en la zona central de la UCLV (Zona 1)

La figura muestra la laguna de oxidación ubicada en la zona central de la UCLV a la cual vierten las residencias estudiantiles 900, U1, U2, U3, U4, U5, U6, U7, U8, U9, U10, el edificio del rectorado, el comedor central y 5 edificios docentes.

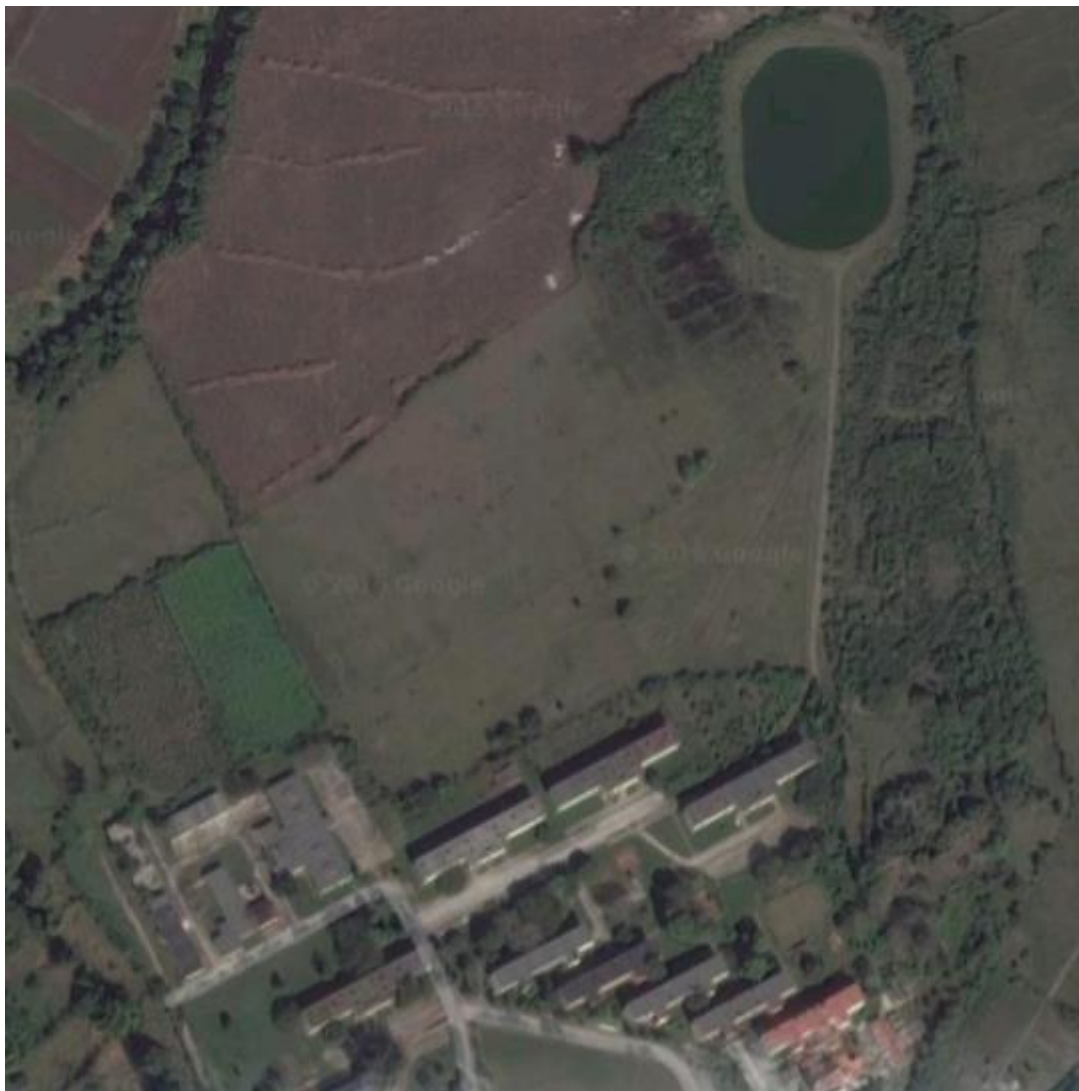


Figura 3.2: Laguna de oxidación ubicada en la zona de Los Camilitos (UCLV)

(Zona 2)

Se ve representada la laguna de oxidación perteneciente a la zona de Los Camilitos, el efluente de la misma proviene de las residencias C1, C2, C3, C4, C5, el comedor, 4 edificios estudiantiles, el CBQ (Centro de Bioactivos Químicos), y el hotel Los Sauces.

Al existir las lagunas de oxidación anteriormente mencionadas, ser extensa el área a sus alrededores y verter el agua al cuerpo receptor con la calidad no establecida en la norma cubana vigente, proponemos el siguiente sistema de tratamiento basado en tecnologías no convencionales.

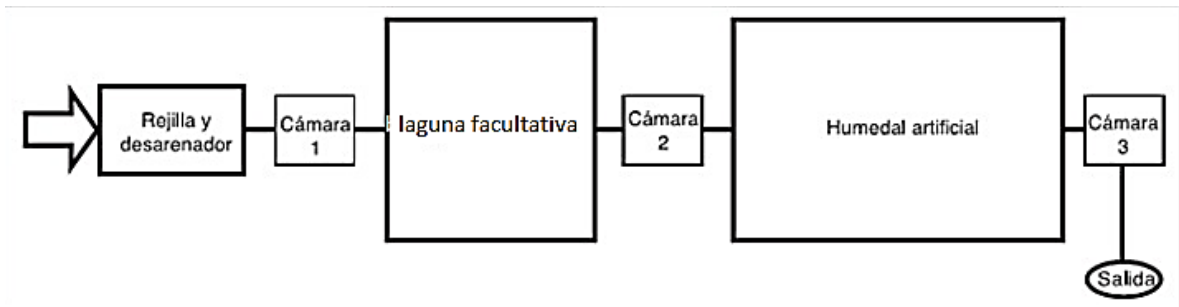
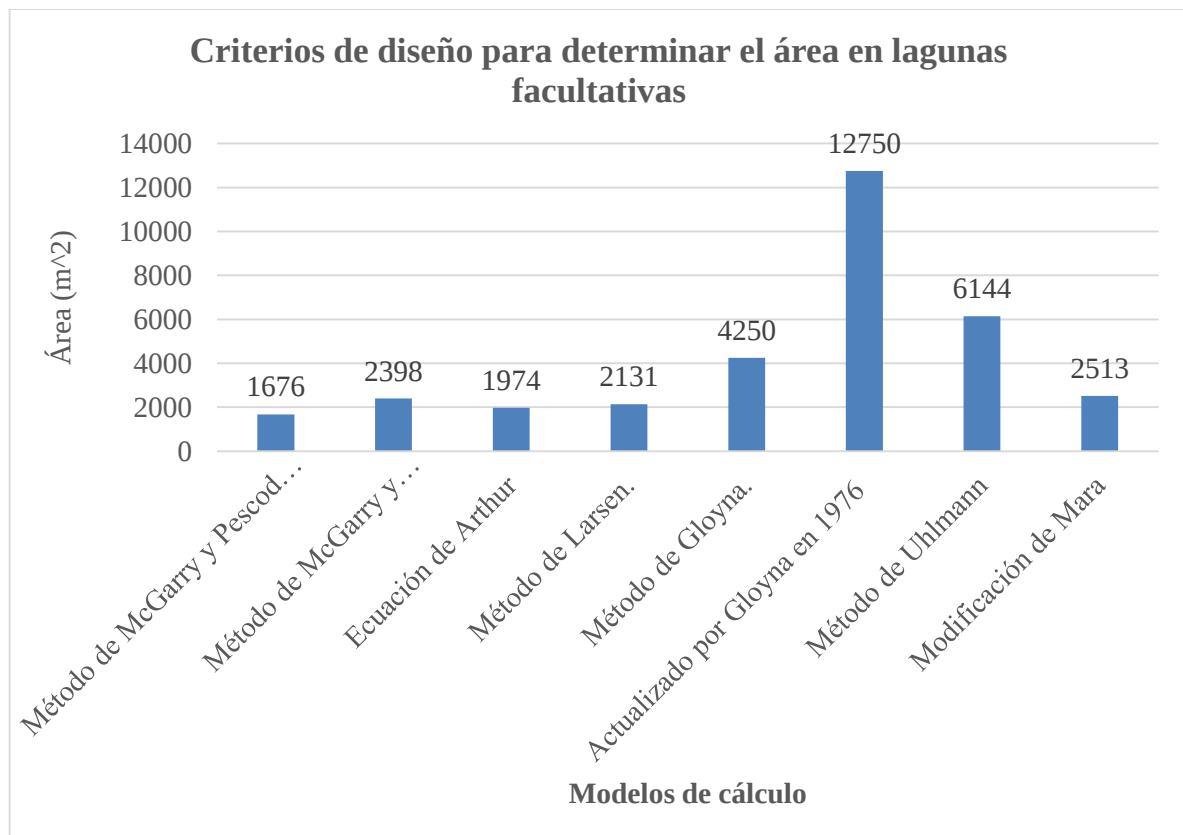


Figura 3.3 Esquema del sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto.

El trabajo se centró en el diseño de un humedal superficial como tratamiento terciario a partir de un lagunaje que ya existía en la UCLV, aclarando que aunque no fue objeto de estudio de la investigación, la rejilla y el desarenador son órganos fundamentales como tratamiento primario. Estos tienen como función principal la eliminación de sólidos gruesos y arenas u otros residuos sólidos no orgánicos de pequeño tamaño. Son necesarios para el mejor desarrollo de los posteriores tratamientos.

3.3 Verificación del área de diseño de las lagunas facultativas.



	kg DBO ₅ /ha·día	m ²	m ³
MODELO	L(carga superficial)	A	V
<i>Método de McGarry y Pescod (máxima)</i>	400.536	1676	2514
<i>Método de McGarry y Pescod(Admisible)</i>	280	2398	3597
<i>Ecuación de Arthur</i>	340	1974	2961
<i>Método de Larsen.</i>	320	2131	3196.5
<i>Método de Gloyna.</i>		4250	6375
Actualizado por Gloyna en 1976		12750	19125
<i>Método de Uhlmann</i>		6144	9216
Modificación de Mara		2513	3769.5
Valor medio		4229.5	6344.25

Tabla 3.1: Resultados de los modelos de diseño para lagunas de oxidación.

Una vez efectuado los cálculos de los modelos para el diseño de lagunas de estabilización, expuestos en el capítulo 2, se puede observar que los valores obtenidos tienen una corta variación entre sí, a diferencias del método: "Actualización de Gloyna" que al incluir factores de corrección referidos a la concentración de iones sulfato se sobredimensiona. Se obtiene un valor medio total, que es dividido para las dos lagunas existentes, las áreas que ocupan estas es mayor que la diseñada lo que demuestra que pueden soportar el afluente a tratar proveniente de la población actual y en caso de un crecimiento poblacional.

Luego de tener el área promedio requerido para las lagunas se procede a comprobar el tratamiento de la carga orgánica a partir de los por cientos típicos de remoción que se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3.2: Eficiencia típica de remoción en el sistema general

Unidades de tratamiento	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
	DBO	DQO	SS	P	N org	NH ₃ - N	Patógenos
Rejillas	Despl	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.
Desarenadores	0 – 5	0 – 5	0 – 10	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.
Lagunas facultativas	80 – 90	-	63 – 75	30	-	-	90-99.99

Esos términos permiten estimar las características el efluente final de cada etapa. De manera general se puede diseñar un criterio de selección tecnológica a partir de estos valores que definan un efluente requerido para el cuerpo receptor considerado. De esta

manera se deduce el empleo de humedales artificiales de flujo horizontal considerando las características del residual requeridas en el sistema.



Figura 3.4: Zona 1: Área aproximada: 2700m²



Figura 3.5: Zona 2: Área aproximada: 3000 m²

3.4 Resultados del diseño preliminar del humedal superficial.

MODELO	L(m)	W(m)	A(m ²)
EPA, DESIGN MANUAL	36.10	3.00	108.307
BORRERO JAIME,(Diseño hidráulico)	35.21	3.076	108.307
BORRERO JAIME, (Remoción de DBO.)	44.42	3	133.263
BORRERO JAIME, (Remoción de DBO simplificado.)	39.7	3	119.127
Valor medio	38.86	3.02	117.251

Tabla 3.3: Resultados de los modelos de diseño para un humedal de flujo libre

Se realizan métodos distintos en cuanto a los parámetros de cálculo: carga orgánica de entrada y de salida (remoción de DBO), pendiente del humedal, ancho del humedal, etc. (diseño hidráulico), llegando a la conclusión de que existe una correlación entre los modelos anteriormente expuestos. Queda diseñado el humedal superficial con las dimensiones siguientes:

Longitud: 40 m

Ancho: 3 m

Área: 117m²

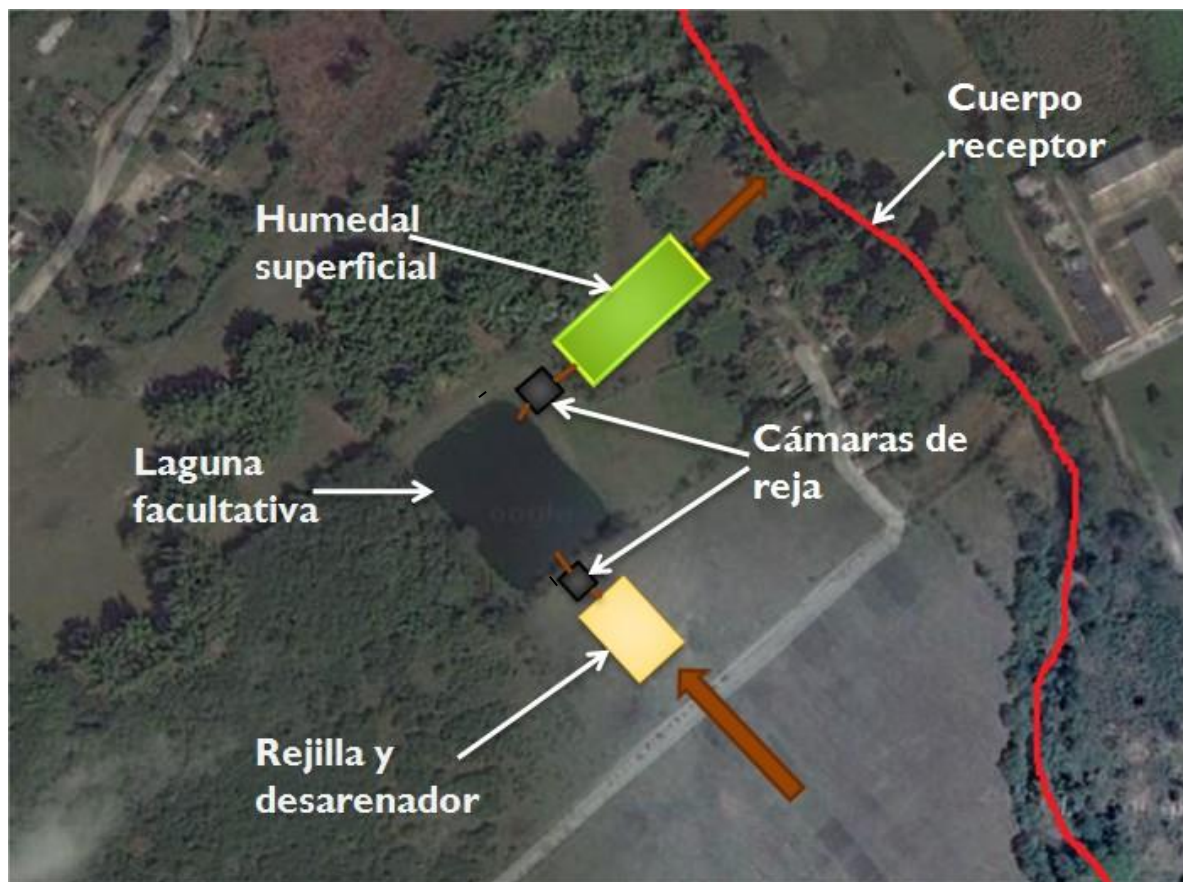


Figura 3.6: Trayectoria del cuerpo receptor (Río Ochoa) de la zona1

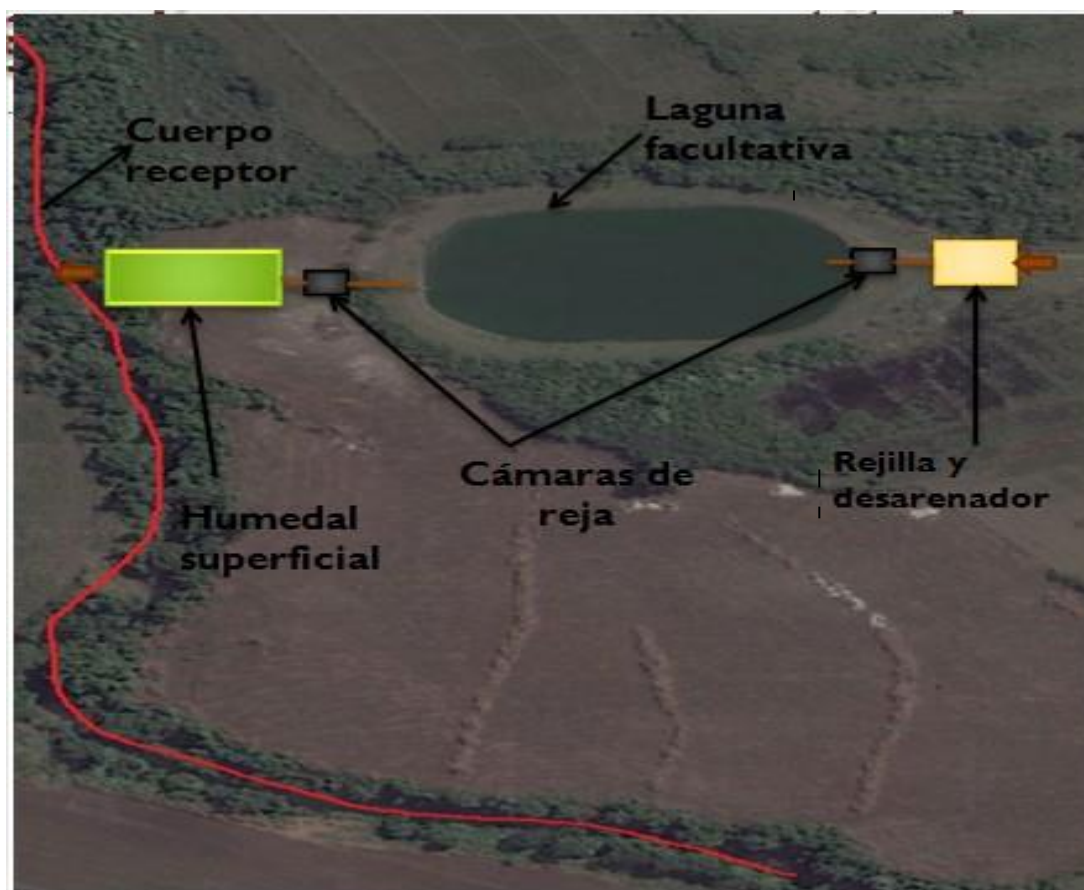


Figura 3.7: Trayectoria del cuerpo receptor (Río Ochoa) de la zona 2

Las figuras muestran la ubicación de los humedales, se propone que sea en una pendiente en dirección del flujo por lo que se seleccionó de forma perpendicular debido a la existencia del río que indica que la pendiente es hacia esa dirección.

3.5 Valoración técnico económica del sistema de tratamiento propuesto.

Como las tecnologías no convencionales se caracterizan por recurrir a métodos naturales: la fotosíntesis (Lagunajes) y la difusión de oxígeno por las raíces de plantas emergentes (Humedales Artificiales), los costos económicos asociados a esta operación son inferiores a las tecnologías convencionales. Las lagunas facultativas representan el 70% de la inversión de un sistema de tratamiento no convencional y como en el caso de estudio éstas ya existen, el costo de la implementación de un humedal superficial sería insignificante para la construcción del sistema propuesto.

El operario no tiene que estar fijo debido a que los procesos ocurren de forma natural, no hay maquinaria. Los costes energéticos vienen a suponer del orden de un tercio de los costes totales de explotación y mantenimiento,

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- 1 Se definieron los elementos que componen los sistemas no convencionales para el tratamiento de residuales destacándose los humedales superficiales como etapa posterior a las lagunas de oxidación resultando adecuado para el sistema de lagunaje existente en la UCLV
- 2 Se definieron los modelos principales para el cálculo de los parámetros preliminares de diseño en los humedales superficiales y las lagunas facultativas así como el establecimiento de los criterios de diseño considerando los aspectos constructivos y
- 3 Se verificó que el área de las lagunas de oxidación pertenecientes a la UCLV representa un 20 % superior al área de diseño resultando aceptable para el afluente a tratar.
- 4 Se propuso un diseño general compuesto por las etapas: Pretratamiento: Cribado y desarenado, Tratamiento primario: Laguna Facultativa, y Tratamiento secundario: Humedal superficial, resultando este último con las dimensiones de (40m x3m) para entregar un efluente de ($DBO_5= 17 \text{ mg/ L}$, Sólidos en suspensión= 1 mg/ L , $N=5 \text{ mg/ L}$, $F=2 \text{ mg/ L}$) cumpliendo con la norma cubana vigente para el cuerpo receptor categoría A (Río Ochoa).

Recomendaciones

- 1 Diseñar el pretratamiento y la cámaras de retención de la instalación para el afluente de la UCLV
- 2 Realizar un estudio de factibilidad económica y de operación para el sistema general que represente los costos de inversión y mantenimiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acero, C. A. D. (2014). "Tratamiento de agua residual a través de humedales."

agua, A. p. e. Manual de depuración de aguas residuales urbanas

agua, C. n. d. (2007). "Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento."

D, B. F. M. ESTUDIO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN PARA LAS CONDICIONES DE SANTA CRUZ DE LA SIERRA.

Eduardo de Miguel Beascochea, J. d. M. M. "Manual de Fitodepuracion. Filtros de macrofitas en flotacion."

Juan Jose Salas Rodriguez, J. P. B., Inmaculada Cuenca Fernandez "Manual de Tecnologias no convencionales para la depuracion de aguas residuales."

Mercado, A. (2013). Lagunas de estabilizacion.

Villar, M. M. P. (2012). Evaluación del comportamiento de humedales subsuperficiales de flujo vertical en la purificación de aguas residuales domésticas.

Yanes, F. "Lagunas de estabilizacion."

Zamora, A. S. S. H. D. (2005). Humedales Artificiales.

