

**UNIVERSIDAD CENTRAL “MARTA ABREU” DE LAS VILLAS
FACULTAD DE QUÍMICA Y FARMACIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA QUÍMICA**



**Procedimiento metodológico general para la evaluación del
funcionamiento y el diseño de tecnologías naturales de tratamiento
de aguas residuales**

**Tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en
Ciencias Técnicas**

Autor: M. Sc. Rodolfo Sánchez Morales

Tutora: Dra. Elena R. Rosa Dominguez

Santa Clara

2010

RESUMEN

En Cuba, la aplicación de las tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales urbanas prácticamente se reduce al caso de las lagunas de estabilización, siendo las lagunas facultativas primarias (LFPs) las de mayor representatividad. El empleo de otras tecnologías naturales de tratamiento está aún en un estado incipiente. Sin embargo, la evaluación tradicional del funcionamiento de las LFPs existentes en la provincia de Villa Clara, Cuba, indica su insuficiente funcionamiento, con el consecuente vertimiento de significativa carga contaminante al medio ambiente. Estas LFPs fueron diseñadas de forma tradicional, con el empleo de factores o márgenes de seguridad, lo que se refleja en el predominio de bajas cargas superficiales de DBO_5 y largos tiempos de retención hidráulicos y, contrariamente a lo falsamente supuesto, sin garantía de que los efluentes tengan la calidad deseada. El presente trabajo se centra en la evaluación del funcionamiento y el diseño estocásticos de unidades independientes y sistemas combinados de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales como una nueva concepción que se basa en la simulación, bajo incertidumbre y variabilidad en los datos, de estas tecnologías y en la integración lógica de modelos matemáticos, conceptos y métodos dentro de un procedimiento metodológico general. El desarrollo de este procedimiento y su aplicación al tratamiento natural del agua residual urbana en la provincia de Villa Clara, Cuba, son los resultados más importantes de la investigación. Con el procedimiento propuesto, se implementan modelos estocásticos de simulación del agua residual urbana y de los procesos de tratamiento de la misma, mediante LFPs y estanques de lemnáceas (ELAs), se realiza un diagnóstico del funcionamiento de las LFPs en Villa Clara, se analiza la factibilidad del tratamiento combinado del efluente de las LFPs existentes con ELAs y se evalúan variantes de inversión, con la inclusión de factores intangibles, para un caso de estudio. Son aportes importantes de este trabajo la determinación de constantes cinéticas para los modelos empleados, la incorporación del concepto de fiabilidad del proceso, la determinación de los coeficientes de fiabilidad para el diseño de LFPs como factores o márgenes de seguridad sustentados probabilísticamente, la introducción de las isolíneas de fiabilidad como un instrumento novedoso y de fácil aplicación para el diseño estocástico, la obtención de funciones de costo de inversión e indicadores combinados costo-población servida y costo-fiabilidad para LFPs y ELAs para caracterizar el proceso de tratamiento. El procedimiento metodológico general propuesto se considera un importante instrumento tanto para proyectistas como para gestores ambientales de Cuba. Entre sus posibles aplicaciones se visualizan la contribución a la mejora de las normas de vertimiento vigentes y al desarrollo de una estrategia progresiva para la reducción de la carga contaminante proveniente de los residuales urbanos en Cuba, sustentada tecnológicamente, económica, ambiental y socialmente.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
Problema científico	2
Hipótesis general	3
Objeto de estudio.....	3
Objetivo general.....	3
Objetivos específicos.....	3
Novedad científica y aportes de la Tesis Doctoral.....	4
Aportes teóricos	4
Aportes económicos.....	5
Aportes ambientales.....	6
Breve descripción del contenido de la Tesis	6
CAPÍTULO I. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	8
1.1 Métodos naturales de tratamiento de aguas residuales	8
1.1.1 Lagunas de estabilización	10
1.1.1.1 Modelos matemáticos para el diseño de lagunas facultativas.....	12
1.1.2 Estanques con lenteja de agua.....	20
1.1.2.1 Modelos matemáticos para el diseño de estanques con lemnáceas.....	23
1.1.3 Balance hídrico de tratamientos naturales.....	25
1.2 La evaluación tradicional y estocástica del funcionamiento de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales	26
1.3 El diseño tradicional y el estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales.....	28
1.4 Modelación y simulación estocástica de métodos naturales de tratamiento de aguas residuales	28
1.4.1 Modelación y simulación bajo incertidumbre y variabilidad	29
1.4.2 Fiabilidad y coeficiente de fiabilidad	31
1.5 Análisis económico de variantes para el tratamiento natural de aguas residuales urbanas.....	32
1.5.1 Costo de los tratamientos naturales de aguas residuales.....	33
1.5.2 Métodos de consideración de los efectos intangibles en evaluación social de proyectos	34
Conclusiones del Capítulo I	35

CAPÍTULO II. PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO GENERAL PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN ESTOCÁSTICOS DE UNIDADES INDEPENDIENTES Y SISTEMAS COMBINADOS DE TRATAMIENTOS NATURALES DE AGUAS RESIDUALES36

2.1 Premisas teóricas del procedimiento propuesto	36
2.2 Procedimiento metodológico general propuesto.....	38
2.2.1 Procedimiento metodológico específico para la simulación estocástica del flujo y la composición del agua residual y de las unidades de tratamiento del sistema considerado.....	42
2.2.1.1 Procedimiento para la incorporación de incertidumbre a los parámetros de entrada a los modelos y sub modelos empleados	44
2.2.1.2 Procedimiento para la simulación estocástica de variables a partir de su correspondiente FDP	45
2.2.2 Procedimiento metodológico específico para el diseño estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales	47
2.2.2.1 Procedimiento iterativo basado en la fiabilidad del proceso de tratamiento	49
2.2.2.2 Procedimiento gráfico – analítico.....	49
2.2.2.3 Procedimiento analítico para el diseño estocástico.....	53
2.2.2.4 Procedimiento para la evaluación y el análisis económico.....	54
2.2.3 Procedimiento metodológico específico para la evaluación del funcionamiento de tecnologías naturales en explotación.....	55
2.2.3.1 Procedimiento de evaluación estocástica basada en la fiabilidad del proceso..	55
2.2.3.2 Procedimiento analítico de evaluación, estocástico – determinístico, basado en las concentraciones de proyecto	56
Conclusiones del Capítulo II	58

CAPÍTULO III. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO GENERAL AL TRATAMIENTO NATURAL DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN LA PROVINCIA DE VILLA CLARA - CUBA59

3.1 Aplicaciones del procedimiento metodológico general propuesto al conjunto de lagunas facultativas primarias (LFPs) existentes en la provincia de Villa Clara, Cuba	59
3.1.1 Modelación y simulación estocástica de las características del flujo y la composición del agua residual urbana (Modelo SEARU) (Anexo 2)	60
3.1.1.1 Alternativa 1 del modelo SEARU: Simulación estocástica de variables – de flujo y composición – a partir de sus correspondientes FDPs	62
3.1.1.2 Alternativa 2 del modelo SEARU: Empleo de las tasas de aportes de flujo y de carga contaminante per cápita diaria.....	63

3.1.2 Características de las LFPs en Villa Clara y alcance de las aplicaciones a las LFPs en Villa Clara.....	64
3.1.3 Modelo para la simulación estocástica de lagunas facultativas primarias (SELFP) (Anexo 2)	67
3.1.3.1 Calibración del modelo de flujo disperso para lagunas facultativas primarias de Villa Clara.....	68
Determinación de la constante cinética de remoción de DBO_5 a partir de datos observados en lagunas en funcionamiento.....	68
Determinación de la constante cinética de remoción de bacterias (K_{CF}) a partir de datos observados en lagunas en funcionamiento.....	70
Modelos empíricos de regresión no lineal para la estimación de K_{DBO} y K_{CF}	71
Modelo empírico para la estimación de K_{DBO} en función de T_R y L_S	71
Modelo empírico para la estimación de K_{CF} en función de T_R y Z	72
3.1.3.2 Verificación del modelo de flujo disperso	73
3.1.4 Aplicación del procedimiento metodológico específico para la evaluación estocástica del funcionamiento del conjunto de lagunas facultativas primarias (LFPs) en explotación en la provincia de Villa Clara, Cuba.....	76
3.1.4.1 Aplicación del procedimiento basado en la fiabilidad del proceso de tratamiento para la evaluación de LFPs	78
3.1.4.2 Aplicación del Procedimiento analítico para la evaluación de LFPs.....	79
3.2 Aplicación del procedimiento metodológico general para el diseño estocástico del tratamiento de los efluentes de las lagunas facultativas primarias - existentes en la provincia de Villa Clara, Cuba.....	82
3.2.1 Modelo estocástico para la simulación de estanques con lemnáceas (SEELA)(Anexo 2).....	83
3.2.1.1 Ajuste y comprobación del modelo SEELA.....	87
3.2.2 Aplicación del método gráfico – analítico para el diseño del tratamiento de efluentes de LFPs mediante ELAs	88
3.2.2.1 Diseño de tres sistemas combinados a partir de LFPs existentes.....	89
3.3 Análisis económico.....	91
3.3.1 Costo de inversión de lagunas y estanques.....	91
3.3.2 Funciones de costo	94
3.3.3 Evaluación técnico-económica individual de las LFPs existentes	94
3.3.4 Evaluación económica-social comparativa de diferentes variantes de inversión para el tratamiento natural de aguas residuales urbanas en Villa Clara, Cuba	95
Conclusiones del Capítulo III	100

CONCLUSIONES GENERALES.....	101
RECOMENDACIONES	102
BIBLIOGRAFÍA	103
ANEXOS.....	113

INTRODUCCIÓN

El tratamiento de residuales líquidos para la reducción de la carga contaminante vertida al medio resulta una necesidad no satisfecha en la actualidad, que se acentúa en los países no desarrollados (Mara, 2009b).

Ante la actual crisis económica, la escasez cada vez mayor de combustibles fósiles -no renovables - y la consecuente elevación de sus precios, los métodos naturales para el tratamiento de residuales líquidos ganan cada día mayor relevancia frente a los convencionales, más sofisticados tecnológicamente, tanto en países desarrollados como no desarrollados, debido a que son tan o más competitivos que estos últimos (Mara, 2009a; Olguín, 1996; Oron, 1990; Rousseau *et al.*, 2004). En este sentido, se plantea la necesidad de extender el uso de los métodos naturales – que requieren mayores áreas de terrenos, pero que utilizan energía renovable, principalmente la solar- sobre los llamados electromecánicos o convencionales – más compactos, consumidores de energía, principalmente no convencional (Mara, 2009a; Comisión Europea, 2001).

Son varios los factores que favorecen el desarrollo e implementación de los métodos naturales en Cuba:

1. Disponibilidad de terreno a costos relativamente bajos;
2. Predominio de los asentamientos poblacionales pequeños – con menos de 5000 habitantes - sobre los medianos y grandes;
3. Condiciones climáticas favorables, principalmente una suficiente radiación solar diaria y adecuada temperatura ambiental promedio;
4. Son consecuentes con las políticas declaradas del estado cubano en el campo ambiental - encaminada a la reducción de la carga contaminante- y en el campo económico – encaminadas al ahorro;
5. Existe potencial humano con capacidad científica y técnica suficiente.

Por otro lado, existen aspectos que limitan el desarrollo e implementación de los métodos naturales en Cuba:

1. La escasa difusión de sus potencialidades, muchas veces tergiversadas frente a otros métodos en realidad igual o menos eficientes y consumidores de energía y otros insumos;
2. El falso criterio, en muchas personas, que confunden el bajo costo y facilidad de la operación y mantenimiento con la no necesidad de estos; siendo este aspecto la causa principal del mal funcionamiento de muchos sistemas de tratamientos con métodos naturales construidos;

3. La presencia de malos olores y la posible proliferación de vectores, principalmente mosquitos, no ajenos, en mayor o menor grado, a casi todos los sistemas de tratamiento. En el caso de algunos métodos naturales, estos efectos indeseables pueden ser mitigados considerablemente con una buena operación y mantenimiento, cosa no muy frecuentemente vista en la actualidad. Sin dudas, estos son temas que requieren mayor investigación en búsqueda de soluciones prácticas;
4. Las actividades de I+D sobre el tema resultan insuficientes.

En Cuba, predominan las lagunas de estabilización para el tratamiento del agua residual de asentamientos poblacionales. Estas se clasifican como un método de tratamiento natural. La gran mayoría de las lagunas existentes para tratar aguas residuales urbanas en Cuba fueron construidas en las décadas del 70 y principios de la del 80; predominando las lagunas facultativas primarias independientes sobre las lagunas anaerobias y sistemas de lagunas en serie o en paralelo. En la provincia de Villa Clara, por ejemplo, más del 95 % de las lagunas existentes son facultativas primarias independientes (INRH, 2008).

La reducción de la carga contaminante que es vertida al medio es una necesidad para la gestión y el manejo sostenible del ambiente y de las cuencas hidrográficas como unidades funcionales del mismo. En Cuba, se trabaja seriamente en este sentido y la extensión de los métodos naturales son una alternativa sostenible energética, económica y ambientalmente para lograr este fin.

Las LFPs que tratan aguas residuales urbanas en Villa Clara muestran eficiencias de remoción menores que las reportadas en la literatura especializada (Sánchez *et al.*, 2010). Una de las causas de este funcionamiento insuficiente de las LFPs en Villa Clara - y en Cuba - es la incertidumbre asociada al procedimiento tradicional determinístico empleado para su diseño, que emplea datos promedios e incluye factores de seguridad, aspectos que dejan un amplio margen a la subjetividad, conllevando, en muchas ocasiones, a diseños excesivamente conservadores y costosos.

Problema científico

El problema científico a resolver se formula de la siguiente manera:

El tratamiento de aguas residuales urbanas mediante lagunas facultativas primarias, predominante en Cuba, no garantiza efluentes con la calidad exigida por la norma cubana de vertimiento (NC, 1999), provocando afectaciones al medio ambiente en general y particularmente a la biodiversidad y la calidad del agua, tanto superficial como subterránea.

Toda esta situación problemática induce a la posibilidad y la necesidad de mejorar, a un costo razonable, la calidad de la evaluación del funcionamiento y la fiabilidad del diseño de unidades de tratamientos naturales independientes y sistemas combinados de estas, a partir de su simulación

estocástica, bajo incertidumbre y variabilidad en los datos de entrada a los modelos matemáticos utilizados.

Hipótesis general

La incorporación de los conceptos de incertidumbre y variabilidad, a los correspondientes modelos de simulación de los procesos involucrados, permite mejorar la calidad de la evaluación del funcionamiento y la fiabilidad del diseño de unidades independientes y sistemas combinados de tratamientos naturales.

Objeto de estudio

En correspondencia con lo antes mencionado, el objeto de esta investigación se centra en:

1. Las lagunas facultativas primarias (LFPs), por ser el tipo de tratamiento natural predominante en Cuba;
2. Los estanques con lemnáceas (ELAs), por ser un tratamiento natural con posibilidades de remover, principalmente, el contenido de algas presentes en el efluente de las LFPs y generar beneficios a partir del aprovechamiento de la biomasa cosechada;
3. La modelación matemática para el diseño y evaluación estocástica, bajo incertidumbre y variabilidad, de unidades independientes y sistemas combinados de tratamientos naturales.

Objetivo general

Establecer un procedimiento metodológico general para la evaluación del funcionamiento y el diseño de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales.

Objetivos específicos

1. Sistematizar conceptos, métodos, procedimientos y modelos matemáticos de relevancia para el diseño estocástico, bajo incertidumbre y variabilidad, de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales;
2. Diseñar el procedimiento metodológico general para la evaluación del funcionamiento y el diseño estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales;
3. Aplicar el procedimiento metodológico específico para la evaluación estocástica del funcionamiento de las LFPs en Villa Clara;
4. Aplicar el procedimiento metodológico específico para el diseño del tratamiento secundario del efluente de las LFPs existentes en Villa Clara con estanques de lemnáceas (ELAs) (sistema combinado binario);

5. Evaluar económicamente alternativas de inversión para el tratamiento natural de aguas residuales urbanas en la provincia de Villa Clara, Cuba.

Para dar solución al problema científico planteado en esta investigación y validar la hipótesis planteada se empleó un conjunto de métodos teóricos y empíricos. Dentro de los teóricos se encuentra el enfoque sistémico que conjuga la aplicación del análisis y la síntesis y el inductivo-deductivo para el análisis de la información. Los métodos empíricos empleados se basan tanto en la observación directa – visitas a lagunas, trabajo experimental en planta piloto y muestreos - como en la observación indirecta durante el proceso de búsqueda y selección de información. Además, se elaboraron programas de simulación para los modelos matemáticos tanto en el simulador dinámico STELLA 9.1 en combinación con Microsoft Excel 2003 y se aplicaron diversas técnicas y métodos estadísticos para la interpretación de los datos, utilizándose principalmente el programa STATGRAPHICS CENTURION XV.

Novedad científica y aportes de la Tesis Doctoral

La novedad científica principal se establece en la consideración de que por primera vez en Cuba se diseña y aplica un procedimiento metodológico general para la evaluación del funcionamiento y el diseño de tecnologías naturales, basado en la modelación y simulación de las mismas, bajo incertidumbre y variabilidad en los datos.

La novedad científica declarada se sustenta en los siguientes aportes:

Aportes teóricos

1. Se integra en un sistema único una serie de conceptos, procedimientos, modelos y submodelos que permiten mejorar la fiabilidad del diseño de unidades naturales de tratamiento de aguas residuales y los sistemas combinados conformados con estas. Además, el procedimiento propuesto es factible de ser mejorado mediante la incorporación de nuevos procedimientos tanto tecnológicos, estadísticos-matemáticos, económicos o ambientales.
2. La incorporación de los conceptos de incertidumbre y variabilidad a los datos de entrada a los modelos de simulación y de la fiabilidad del proceso en el diseño y evaluación de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales;
3. Se desarrollan, calibran y verifican una serie de programas de modelación y simulación matemática, bajo incertidumbre y variabilidad, que facilitan el diseño estocástico de unidades independientes de lagunas facultativas primarias (LFPs) y estanques de lemnáceas (ELAs), así

como del sistema combinado de estas; lo que ha permitido la determinación de las magnitudes de las constantes cinéticas para:

- a. LFPs – mediante el procesamiento de datos observados durante el control del funcionamiento de estas unidades de tratamiento en los últimos diez años;
- b. ELAs – experimentalmente en estudios a escala piloto.

Además, se determinan modelos empíricos no lineales para la estimación de las constantes cinéticas de remoción de DBO_5 y CF:

- a. K_{DBO} en función del tiempo de retención hidráulico (T_R) y de la carga orgánica superficial (L_S);
 - b. K_{CF} en función del tiempo de retención hidráulico (T_R) y de la profundidad de la laguna (Z);
4. Se ajustan otros parámetros propios de los modelos y submodelos empleados, bajo las condiciones locales, como: tasas de aportes per cápita de DBO_5 , CF y del flujo de agua residual;
 5. La introducción de las isolíneas de fiabilidad como instrumento que facilita el diseño estocástico de tecnologías naturales de tratamiento – dentro del procedimiento metodológico específico para el diseño estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales;
 6. Identificación de limitaciones en la norma cubana de vertimiento (NC, 1999);
 7. A partir de la aplicación del procedimiento estocástico, bajo incertidumbre y variabilidad, al conjunto de LFPs en Villa Clara, se obtienen los coeficientes de fiabilidad que constituyen márgenes de seguridad sustentados probabilísticamente, que en combinación con las concentraciones máximas permisibles (NC, 1999) permiten establecer las denominadas concentraciones de proyecto, lo que mejora la fiabilidad del diseño de LFPs mediante el modelo de flujo disperso.

Aportes económicos

1. El empleo de una función respuesta combinada que relaciona el costo de inversión con la fiabilidad del proceso de tratamiento permite obtener diseños fiables y al menor costo posible;
2. La inclusión del costo de inversión y los indicadores que lo relacionan con la población servida y con la fiabilidad del proceso permiten una caracterización de la relación fiabilidad-costos de inversión para las tecnologías existentes y bajo diseño; aportando valiosa información para la toma de decisiones;

3. La factibilidad de la complementación de las LFPs con ELAs permite alcanzar de forma fiable y mediante tratamientos naturales – de bajo costo – efluentes con la calidad requerida, a lo que se adicionan los beneficios que pueden reportar el aprovechamiento de la biomasa producida y el reuso del agua tratada (Sánchez, 1999, 2001);
4. El diseño estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales permite el diseño de unidades o sistemas combinados fiables, reduciendo los costos asociados a los impactos negativos del vertimiento de contaminantes al medio ambiente.
5. La aplicación de la metodología basada en la medida de preferencia de decisión para la inversión (MPDI), con la incorporación de efectos intangibles, permite establecer la mejor variante en cada caso y valorar el peso relativo de los factores subjetivos sobre esta decisión.

Aportes ambientales

1. La mejora en el diseño y la evaluación del funcionamiento de unidades de tratamiento natural permite lograr efluentes de mejor calidad, con el consiguiente impacto positivo a través de su contribución a la reducción de la carga contaminante vertida al medio ambiente;
2. El procedimiento metodológico general desarrollado puede ser empleado para el establecimiento de normas de vertimiento mejor definidas – menos confusas - y con límites permisibles realmente alcanzables;
3. La aplicación consecuente del procedimiento metodológico general propuesto permite definir una estrategia progresiva para la reducción de la carga contaminante en un territorio dado.

Breve descripción del contenido de la Tesis

Esta tesis contiene los siguientes elementos estructurales: introducción, cuerpo principal con tres capítulos, conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos. Los tres capítulos del cuerpo principal tratan los siguientes aspectos:

Capítulo I: Análisis crítico y sistemático de los fundamentos teóricos y metodológicos vinculados con la evaluación del funcionamiento y el diseño, determinístico (tradicional) y estocástico (bajo incertidumbre y variabilidad), de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales, con énfasis en LFPs y ELAs.

Capítulo II: Se desarrolla el procedimiento metodológico general para la evaluación del funcionamiento y el diseño estocástico de tecnologías naturales para el tratamiento de aguas residuales, estableciéndose las condicionantes requeridas para su aplicación. Se explica cómo proceder para lograr el diseño estocástico de unidades independientes o de sistemas combinados de

tecnologías naturales; para lo cual se ofrece un diagrama heurístico general simplificado y diagramas más detallados cada procedimiento metodológico específico.

Capítulo III: Este Capítulo está conformado en tres partes. En la primera parte, se muestran los resultados de la aplicación del procedimiento metodológico general al conjunto de lagunas facultativas primarias (LFPs) existentes en la provincia de Villa Clara, Cuba; en la segunda parte, se aplica el procedimiento para el diseño estocástico del sistema combinado binario, conformado a partir del tratamiento de los efluentes de las LFPs existentes mediante estanques con lemnáceas (ELAs); mientras que en la tercera parte, se establecen las funciones de costo de inversión para LFPs y ELAs y se realiza la evaluación técnico-económica basada en los índices de: costo de inversión-fiabilidad y costo de inversión–población servida para cada LFP existente y una evaluación económico-social comparativa de diferentes variantes o alternativas de inversión de tres variantes, para el caso de una LFP existente. Las variantes son diseñadas estocásticamente con el procedimiento metodológico general propuesto.

CAPÍTULO I. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Los métodos naturales de tratamiento de aguas residuales ganan en importancia cada día debido a que constituyen una alternativa de bajo costo y alta eficiencia de remoción. Sin embargo, las tecnologías de tratamiento denominadas como electromecánicas están más difundidas y reciben mucha mayor promoción, sobre lo que priman intereses comerciales sobre los criterios técnicos. Hoy en día, se resalta la necesidad de incrementar las acciones de investigación y desarrollo (I+D) en los métodos, naturales por las ventajas evidentes que tiene su empleo (Mara, 2009b).

En Cuba, las lagunas de estabilización son el método natural de tratamiento más empleado. Su utilización data desde la década de los años 70. La factibilidad del empleo de las lagunas de estabilización y otros métodos naturales para el tratamiento de residuales urbanos y porcinos ha sido objeto de estudios anteriores por Santiago et al (1997; 2002) y Rodríguez (1997; 2005).

Dentro del marco teórico de este trabajo se discute sobre las tendencias actuales del enfoque teórico, conceptual, ventajas y desventajas, potencialidades y limitaciones de:

1. Métodos naturales de tratamiento de aguas residuales;
2. Diseño tradicional de sistemas naturales de tratamiento de aguas residuales;
3. Lagunas de estabilización;
4. Modelos matemáticos para el diseño de lagunas facultativas;
5. Estanques con lemnáceas;
6. Modelos matemáticos para el diseño de estanques con lemnáceas;
7. Balance hídrico de tratamientos naturales;
8. Evaluación tradicional y evaluación estocástica del tratamiento natural de aguas residuales;
9. Modelación y simulación bajo incertidumbre y variabilidad;
10. Fiabilidad y coeficientes de fiabilidad.

1.1 Métodos naturales de tratamiento de aguas residuales

El tratamiento mediante lodos activados es el más empleado en países desarrollados y el más estudiado (Flores-Alsina *et al.*, 2008; Huo, 2005; Jeppsson, 1996; Muga y Mihelcic, 2008; Wentzel *et al.*, 2006; Carrette *et al.*, 2001). Sin embargo, en países no desarrollados donde el conocimiento tecnológico, el financiamiento y los suministros son limitados, salvo contadas excepciones, se recurre a tecnologías naturales de más bajo costo, más fáciles de operar y de mantener por personal no altamente calificado y, además, no menos eficientes que otros tratamientos convencionales (Kadlec *et al.*, 2000; Lowe, 1990; Rousseau, 2005; Peña y Mara, 2004). Aún en países desarrollados estas alternativas naturales resultan competitivas para casos de efluentes no conectados al tratamiento

convencional debido a limitaciones técnicas, económicas o ecológicas (Rousseau, 2005; Srivastava *et al.*, 2008; Willett, 2005; Abis y Mara, 2005b).

Bajo la denominación de métodos de depuración natural, se engloban aquellos procedimientos en los que el tratamiento principal es proporcionado por componentes del medio natural. Los diferentes tipos de sistemas naturales para el tratamiento de aguas residuales se corresponden con diferentes ecosistemas a lo largo del gradiente tierra-agua, comenzando del lado terrestre con los campos de alta velocidad de infiltración, los sistemas de flujo sobre el terreno, los humedales construidos y finalmente las lagunas de estabilización (Rousseau, 2005).

Los métodos naturales de aguas residuales tienen variada aplicación, que alcanza desde el tratamiento secundario de aguas residuales domésticas, agrícolas, pecuarias e industriales hasta el tratamiento terciario o de pulimento, en combinación con otros métodos naturales o convencionales; alcanzando también el tratamiento del agua de crecidas o avenidas.

La clasificación más aceptada se basa en el modo de flujo de agua y en las características de las especies de plantas utilizadas. Habitualmente se diferencian dos grandes grupos (EPA, 1988, 1993; Kadlec y Knigh, 1996; Rousseau *et al.*, 2008; Salas, 2007; Silva, 2005; Solano *et al.*, 2004):

1. Los métodos de tratamiento mediante aplicación en el terreno;
2. Los sistemas acuáticos.

En todos ellos, el efecto depurador se debe a la acción de la vegetación, suelo, microorganismos (terrestres y acuáticos) y en menor medida, a la acción de animales superiores, sin la intervención de agentes artificiales.

Los sistemas acuáticos se basan en la creación de un flujo controlado, en el que microorganismos y plantas, principalmente, transforman los contaminantes.

Los sistemas acuáticos de tratamiento de aguas residuales incluyen tres tipos básicos:

1. Lagunaje o lagunas de estabilización;
2. Cultivos acuáticos (con plantas acuáticas);
3. Humedales.

Este trabajo trata los dos primeros. El lagunaje, por ser el método de tratamiento más empleado en Cuba (INRH, 2008; Santiago, 2002), y los cultivos acuáticos, por sus potencialidades y complementariedad remocional, con respecto al lagunaje.

Los sistemas naturales, en particular, y muchas de las plantas de tratamiento de aguas residuales, en general, no funcionan apropiadamente. Parr y Horan (1994), en Peña y Mara (2004), encontraron que hay tres principales razones para este fallo: una falta de conocimiento técnico, fallo al considerar los factores locales relevantes en la etapa de pre diseño y normas de vertimiento inapropiadas. En Cuba,

la no consideración en el diseño y en la norma de vertimiento vigente de la incertidumbre y variabilidad de los factores que caracterizan el agua residual, tanto afluente como efluente; además, de que la norma cubana de vertimiento (NC, 1999) surge mucho después de la construcción de la mayoría de las lagunas de estabilización existentes (Sánchez *et al.*, 2010), son las causas del funcionamiento no apropiado de los sistemas naturales en explotación.

La combinación de tratamientos, naturales y convencionales, es una tendencia actual debido a la necesidad de garantizar las normas de vertimiento establecidas (Arango, 2007; Rovirosa *et al.*, 2004; EPA, 2003; Smith y Moelyowati, 2001).

1.1.1 Lagunas de estabilización

El uso de las lagunas de estabilización en América Latina y el Caribe se inicia a finales de la década de los años 50, y se incrementa aceleradamente hasta nuestros días. Diversas encuestas de carácter regional y nacional indican que su número ya puede contarse en miles en la Región, (Rojas, 2002). Cuba se considera entre los primeros países en relación con el número de lagunas en operación desde la década del 80. A finales de 1997 se estimaba que existían unas 1800 lagunas funcionando a lo largo de todo el territorio cubano. Un gran porcentaje de estas lagunas son facultativas y trabajan como lagunas primarias, tratando, mayoritariamente, aguas residuales de origen doméstico, (Santiago, 2002; INRH, 2008).

Las lagunas de estabilización se caracterizan por ser de bajo costo, bajo mantenimiento, alta eficiencia, ser enteramente naturales y altamente sostenibles. La única energía que emplean proviene de la luz solar, requiriendo mucho más área de terreno que los procesos convencionales de tratamiento electromecánicos como los lodos activados. Debido a la alta remoción de patógenos excretados, las lagunas de estabilización producen efluentes que son muy adecuados para su reutilización en la agricultura y la acuicultura, (Peña y Mara, 2004).

Desde el punto de vista de la calidad del efluente, las lagunas de estabilización compiten con cualquier planta de tratamiento convencional en cuanto a remoción de sólidos sedimentables, materia orgánica y bacterias. No sucede lo mismo con el color aparente, los sólidos en suspensión y la turbiedad, pues en la mayoría de los casos los efluentes de las lagunas presentan altas concentraciones de algas.

Peña y Mara (2004), señalan que una comparación honesta de la relación costo efectividad de las tecnologías de tratamiento de aguas residuales casi siempre favorecerá la selección de las lagunas de estabilización en países de clima cálido; cuyo costo capital está estrechamente ligado al costo del terreno. Por ejemplo, Arthur (1983), en Yemen, estableció que las lagunas de estabilización resultan la alternativa de menor costo siempre que el costo del terreno se encuentre en el rango de 50 000 –

150 000 USD por hectárea, en dependencia del valor de la tasa de descuento usada (5 – 15 %, respectivamente). Los pocos trabajos publicados, demuestran que las lagunas de estabilización resultan competitivas, aún para costos relativamente altos del terreno (Tsagarakis *et al.*, 2003; Arthur, 1983; K.-U. *et al.*, 2009; Mara, 2006).

En muchos casos, la simplicidad del mantenimiento de rutina es a veces confundida con el no mantenimiento conllevando al mal funcionamiento de las lagunas. En este sentido, estudios realizados demuestran que un alto porcentaje de las lagunas de estabilización, tanto anaerobias como facultativas o de maduración, trabajan con baja eficiencias y producen efluentes de pobre calidad, (Hess, 1984; Mara, 1997; Olivera y von Sperling, 2007; Peña y Mara, 2004; Sánchez y Moreno, 2009; Sánchez *et al.*, 2010).

Oakley *et al.* (2004) señalan que las lagunas de estabilización son consideradas una tecnología elegible para el tratamiento de aguas residuales municipales en Centroamérica; pero, no obstante, hay áreas problemáticas a nivel regional que deben ser estudiadas para definir la continuidad de esta aceptación y la sostenibilidad a largo plazo de esta tecnología. Estas áreas son: 1) guías de diseño que utilicen parámetros obtenidos de datos desarrollados en la región; 2) normas realistas para la reutilización o vertimiento de los efluentes de las lagunas de estabilización; 3) programas de monitoreo enfocados específicamente a la remoción de patógenos; 4) el desarrollo de de datos comparativos de costos de construcción, operación y mantenimiento; y 5) enfoques centralizados contra descentralizados.

Por otro lado, en Cuba en particular y en muchos países no desarrollados en general, la evaluación del estado funcional de las lagunas de estabilización se torna altamente difícil por:

1. Limitaciones para la medición correcta de los flujos de entrada y salida a las lagunas;
2. Limitaciones económicas para cubrir, al menos, un porcentaje significativo de las lagunas en funcionamiento. Esto, se relaciona con la necesidad de muestreos integrales por períodos de tiempo representativos, el traslado del personal y las muestras, los costos de las determinaciones analíticas y otros costos asociados.

Sin embargo, al igual que en muchos otros países (Benedetti *et al.*, 2008; Benedetti, 2006), los efluentes de las lagunas de facultativas primarias, que tratan residuales urbanos, son vertidos a cuerpos de agua receptores, siendo un componente crucial en el manejo de cuencas hidrográficas, por su significativa contribución de cargas contaminantes.

1.1.1.1 Modelos matemáticos para el diseño de lagunas facultativas

Las lagunas de estabilización suelen diseñarse en base a tres aspectos centrales: remoción de materia orgánica, remoción de bacterias y balance hídrico adecuado (CEPIS, 1985; EPA, 1983; Mara, 1997; Peña y Mara, 2004; Thirumurthi, 1969; Yanez, 1980; Yanez, 1993).

Entre los modelos matemáticos más utilizados en el diseño de lagunas facultativas se encuentran los siguientes:

1. Diseño empírico por carga superficial, aplicado a la DBO₅;
2. Método racional basado en las características hidráulicas del flujo y en la cinética del proceso, aplicado tanto para DBO₅ como para CF.

Existe otra variedad de métodos, menos empleados, sobre los cuales se puede consultar en la literatura (CEPIS, 1985; Cubillos, 2001; De Freitas *et al.*, 2002; Hess, 1984; Peña y Mara, 2004; Yanez, 1993).

Los modelos empíricos de lagunas de estabilización, en general estiman: (a) la carga orgánica superficial aplicable, expresada en kg DBO₅·ha⁻¹·día⁻¹, a partir de la latitud geográfica de la laguna y de la temperatura del agua en la laguna; (b) la carga orgánica superficial removida, expresada en kg DBO₅·ha⁻¹·día⁻¹, a partir de la carga superficial de DBO₅ inicial; (c) el volumen de la laguna a partir de la carga volumétrica, expresada en kg DBO₅·m⁻³ y de la temperatura, aplicando factores de corrección; (d) la eficiencia de remoción de DBO₅ a partir del tiempo de retención, la carga superficial o volumétrica y la DBO₅ de entrada, indistintamente o una combinación de ellos; (e) La DBO₅ de salida a partir de la DBO₅ de entrada. La mayoría de los modelos empíricos toman en cuenta, directa o indirectamente la temperatura del agua, o fijan su rango de aplicación. Otros parámetros como la geometría de la laguna y los límites de carga volumétrica y superficial, son prefijados generalmente. El diseño empírico por carga superficial, aplicado a la DBO₅, es muy empleado por su simplicidad (CEPIS, 1985; Cubillos, 2001; Hess, 1984; Mara, 1997; MinDesarrollo, 2000; Peña y Mara, 2004). Tomando como referencia la máxima carga superficial permisible λ_S, se dimensiona la carga superficial de la laguna facultativa, variando su área superficial.

La fórmula para el cálculo de la carga superficial de DBO₅ (L_S, kg·ha⁻¹·d⁻¹) es:

$$L_S = \frac{10 C_{\text{DBO}} \cdot Q}{A_F} \quad (1.1)$$

donde:

C_{DBO} = DBO₅ del agua residual afluente, mg·L⁻¹;

A_F = área de la laguna facultativa, m²;

Q = caudal del agua residual afluente a la laguna, m³·d⁻¹.

Hay múltiples estudios que refieren ecuaciones para estimar la carga superficial de lagunas facultativas, ajustada a diferentes regiones climáticas. La carga superficial máxima permisible (λ_s) depende de la latitud geográfica (Lat). En la India, considerando un rango entre 8 y 36°N, rango donde se encuentra Cuba, la relación matemática entre Lat y λ_s es (Mara, 1997):

$$\lambda_s = 375 - 6.25 \text{ Lat} \quad (1.2)$$

Por otro lado, el CEPIS (1985), para clima cálido, sugiere calcular la carga superficial permisible, para la temperatura del agua del mes más frío (T, °C), mediante la ecuación siguiente:

$$\lambda_s = 357,4 \cdot (1,085)^{T-20} \quad (1.3)$$

En Cuba, no se han encontrados estudios definitivos que permitan establecer la carga superficial permisible para el diseño de lagunas facultativas; sólo Santiago (2002), recomienda una carga superficial no mayor de 100 kg·ha⁻¹·día⁻¹, pues para cargas superficiales superiores se reportan eficiencia de remoción de DBO menores del 80 %. Sin embargo, los resultados son preliminares y alejados a los reportados por otros autores en latitudes similares (CEPIS, 1985; Cubillos, 2001; Mara, 1997), pudiendo estar influenciados los resultados por otros factores de mantenimiento, operación e incluso a diferencias entre el diseño y la realidad, sobre todo en la ubicación de la entrada y salida de estas unidades.

Los métodos racionales más utilizados para el diseño de lagunas facultativas son el de flujo completamente mezclado (ecuación 1.4a ó 1.4b) y de flujo parcialmente mezclado (ecuación 1.5) (Marais, 1974; Thirumurthi, 1969). Estos suponen cinéticas de primer orden, condiciones estables y la no ocurrencia de pérdidas debido a la evaporación o percolación. Las ecuaciones de estos modelos son:

$$\frac{C_{X,1}}{C_{X,0}} = \frac{1}{(K_X^T \cdot (\frac{V}{Q_0}) + \frac{Q_1}{Q_0})} \quad (1.4a) \quad \text{ó} \quad \frac{C_{X,1}}{C_{X,0}} = \frac{1}{1 + T_R \cdot K_X^T} \quad (1.4b)$$

donde:

K_X^T = constante de reacción del constituyente X, para la temperatura del agua, °C;

$C_{X,0}$ = la concentración del constituyente X, de entrada al tratamiento (del afluente), mg·L⁻¹;

$C_{X,1}$ = la concentración del constituyente X, de salida del tratamiento (del efluente), mg·L⁻¹;

T_R = tiempo de retención hidráulico, d⁻¹.

Estas ecuaciones se utilizan tanto para el diseño basado en la carga orgánica (DBO₅) como para el diseño basado en la carga de coliformes fecales (CF). También en ambos casos, la decisión sobre los

valores de las correspondientes constantes cinéticas resulta el paso más controvertido, pues en la mayoría de los casos estos son tomados de la literatura con un nivel elevado de incertidumbre, el cual sólo puede ser reducido mediante estudios específicos para la determinación experimental de estas constantes cinéticas para el residual dado y bajo las condiciones ambientales reales. Evidentemente, el alto costo de estos estudios y su relativa larga duración (al menos un año) ha favorecido el amplio uso y abuso de los valores de las constantes cinéticas reportados en la literatura. El desarrollo de estudios regionales ha permitido, en cierta forma, mitigar este déficit con respecto a los valores de las constantes cinéticas (Escalante *et al.*, 2008; Hess, 1984; Mara, 1997; Mara, 2008; Von Sperling, 1999b; Von Sperling, 2005; Yanez, 1993).

Para el diseño de lagunas, algunos investigadores han propuesto el uso de la ecuación del flujo de pistón. Otros autores, por el contrario, están a favor del uso de la ecuación del flujo completamente mezclado, argumentando que son menos eficientes y por tanto proporcionan un diseño más conservador, aplicando consciente o inconscientemente un margen o factor de seguridad adicional al diseño. Sin embargo, ambos modelos responden a condiciones ideales poco posibles en la realidad. El modelo de flujo, de Levenspiel (1987), para una reacción y dispersión química puede utilizarse para explicar la reducción orgánica y el decaimiento bacteriano en los estanques. Wehner y Wilhem (1956), derivaron la ecuación (1.5) para reactores químicos a flujo de dispersión, omitiendo la difusión de la materia orgánica y las bacterias hacia abajo en el desarrollo del modelo, al asumir que la pérdida de las mismas es pequeña durante la percolación. Posteriormente, Thirumurthi (1974), Uhlmann (1979) y Polprasert y Bhattarai (1985), retomaron, desarrollaron y validaron el modelo de mezcla parcial o de flujo disperso, que consideraron más preciso al tener en cuenta un régimen de flujo no ideal en las lagunas. La expresión matemática de este modelo es:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{\frac{1}{2d}}}{((1+a)^2 \cdot e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 \cdot e^{\frac{a}{2d}})} \quad (1.5)$$

donde:

K_X^T = constante cinética de remoción del constituyente X, a la temperatura del agua T, día⁻¹;

$a = \sqrt{1 + 4K_X^T \cdot T_R \cdot d}$, adimensional;

d = número de dispersión del flujo, adimensional.

La ecuación (1.5) es válida en los estanques en los cuales las reacciones ocurren uniformemente en toda su profundidad. Las razones de reacción (K_X^T) para las reducciones de carga orgánica y bacteriana están representadas por K_{DBO}^T y K_{CF}^T , respectivamente. Esta ecuación toma en cuenta los

efectos del tiempo de retención hidráulica, los coeficientes de reacción y el factor de dispersión. Este último factor incluye el corto circuito y otros procesos de transporte hidráulico que tienen influencia en el funcionamiento de las lagunas.

La mayoría de los estanques que no tienen un sistema de mezclado mecánico, no alcanzan condiciones de mezcla completa. La inclusión de las características de dispersión en las ecuaciones del diseño pueden producir mejores resultados en la predicción porque ellas dan razón de los fenómenos hidráulicos que ocurren en la laguna, tales como: velocidad del flujo, cortocircuito y ubicación de dispositivos de entrada y salida; (Thirumurthi, 1969; Agunwamba *et al.*, 1992; Muttamara y Puetpaiboon, 1997; Von Sperling, 2003; Shilton y Harrison, 2003; TECSPAR, 2009; von Sperling y de Lemos, 2007). Sin embargo, el uso del modelo de flujo disperso no da razón de la existencia de zonas muertas o estancadas, las cuales reducen el volumen efectivo (o activo) de estanques sin reflectores, que tienen bajas razones de longitud/ancho (L/a). El número de dispersión del flujo (d) puede expresarse como:

$$d = \frac{D}{U \cdot L} \quad (1.6)$$

donde:

D = el coeficiente de dispersión longitudinal o axial, que caracteriza el grado de remezclado durante el flujo, m^2/h ;

U = velocidad media del fluido, m/h ;

L = longitud del trayecto hidráulico, desde el afluente hasta el efluente, m ;

En la ecuación anterior, se observa que conforme aumenta L , acercándose al infinito (flujo tipo pistón), d tiende a cero. Para las condiciones de mezcla completa, en las cuales L es muy baja, d tiende al infinito.

En una laguna de estabilización real (d) se determina usualmente mediante estudios con trazadores, tal como lo sugirió Levenspiel (1987). Sin embargo, cuando el estanque aún no está construido o puesto en funcionamiento, los diseñadores no pueden estar seguros si el valor designado de (d) sería el mismo del que ocurrirá en el estanque.

Debido a la necesidad que tienen los proyectistas de conocer el número de dispersión (d) de antemano, un número de investigadores han presentado ecuaciones de diseño para predecirlo en función de la forma de la laguna, el tiempo de retención hidráulica y la viscosidad cinemática del agua del estanque; aunque realmente ninguna de estas ecuaciones se ha convertido de uso normal, en la práctica. Von Sperling (1999b), utilizó en su trabajo la ecuación (1.7) propuesta por Yáñez en (1993), aunque demostró que no había diferencias significativas entre la ecuación (1.7) y la simple ecuación (1.8), propuesta por él.

$$d = \frac{\left(\frac{L}{A}\right)}{0,261 + 0,254 \left(\frac{L}{A}\right) + 1,014 \left(\frac{L}{A}\right)^2} \quad (1.7)$$

$$d = \left(\frac{L}{A}\right)^{-1} \quad (1.8)$$

donde:

L=longitud de la laguna, m;

A=ancho de la laguna, m.

Otras ecuaciones propuestas para la determinación del número de dispersión (d) son la ecuación (1.9) propuesta por Agunwamba et al (1992) y la (1.10) propuesta por Poloprasert y Bhattarai (1985).

$$d = 0,102 \cdot \left(\frac{3 \cdot (A + 2 \cdot Z) \cdot T_R \cdot v}{4 \cdot L \cdot A \cdot Z}\right)^{0,410} \cdot \left(\frac{Z}{L}\right) \cdot \left(\frac{Z}{A}\right)^{\left(0,981 + 1,385 \frac{Z}{A}\right)} \quad (1.9)$$

$$d = \frac{0,184 \cdot (T_R \cdot v \cdot (A + 2 \cdot Z))^{0,489} \cdot A^{1,511}}{(L \cdot Z)^{1,489}} \quad (1.10)$$

donde:

Z = profundidad de la laguna, m;

T_R = tiempo de retención hidráulico, días;

v = viscosidad cinemática del agua, m²·d⁻¹.

Por lo general, en los estudios teóricos se utiliza la modelación computarizada para predecir directamente el comportamiento del flujo; mientras que, en la práctica se sigue empleando el número de dispersión y los modelos de mezcla parcial.

Polprasert y Bhattarai (1985), afirman que las condiciones de mezcla parcial suceden en los estanques, lo cual es corroborado por los valores reales de (d), medidos con trazadores en estanques o lagunas, valores que varían entre 0.2 y 4.0. El flujo de dispersión tiene una alta importancia para el funcionamiento de la laguna, pues al aumentar la dispersión se aleja de las condiciones de flujo de pistón y disminuye la remoción de materia orgánica y bacterias.

La magnitud del número de dispersión del flujo (d) es un parámetro de entrada al modelo que contiene un determinado nivel de incertidumbre, que sólo puede ser reducido mediante su determinación con ensayos hidráulicos específicos con trazadores (Abbas *et al.*, 2006; Levenspiel, 1987; Muttamara y Puetpaiboon, 1997; Pearson *et al.*, 1995; Polprasert y Bhattarai, 1985; Shilton y Harrison, 2003; Von Sperling, 2003).

La evaluación de las expresiones (1.4a), (1.4b) ó (1.5) pasa por la definición de la constante de velocidad (K_X^T). Normalmente, ésta se considera únicamente dependiente de la temperatura. Para

definir esta dependencia se utiliza una modificación de la ecuación de Arrhenius, válida para pequeños intervalos de temperatura, como los que se producen en lagunas de estabilización en Cuba:

$$K_X^T = K_X^{T_0} \cdot \theta^{(T-T_0)} \quad (I.11)$$

donde:

- X = constituyente o componente del agua residual dado, DBO₅ ó CF (Bacterias);
- K_X^T = valor de la constante de velocidad a la temperatura del agua T, día⁻¹;
- $K_X^{T_0}$ = valor de la constante de velocidad a la temperatura de referencia T₀, día⁻¹;
- θ = coeficiente de temperatura de la ecuación de Arrhenius (Thetha), adimensional;
- T = temperatura, ° C.

El efecto de factores como la toxicidad, la intensidad luminosa o las características hidráulicas se engloba dentro de la constante de velocidad (Thirumurthi, 1969; Cubillos, 2001; Yanez, 1993).

Los factores ambientales suelen incluirse dentro del método de diseño mediante la definición de un ambiente normal, (Thirumurthi, 1969; Abis y Mara, 2006; Cubillos, 2001; Hess, 1984; Klüsener, 2006; Mara, 1997; Peña y Mara, 2004; Sáenz, 1992; Santiago, 2002; Von Sperling, 2005; Yanez, 1993). El ambiente normal inicialmente establecido responde a las características del clima templado, (Thirumurthi, 1969). Estas son:

1. Temperatura de 20° C en la laguna;
2. Carga orgánica de 672 kg de DBO₅·ha⁻¹·d⁻¹;
3. Ausencia de agentes químicos tóxicos;
4. Radiación solar mínima de 100 cal·cm⁻³·d⁻¹;
5. Ausencia de carga orgánica debida a la regeneración desde el fango acumulado en el fondo.

Posteriormente, se han definido las condiciones de un ambiente normal para regiones de clima cálido (Hess, 1984; Mara, 1997), cambiando los valores de parámetros esenciales como la temperatura, de 20 a 25 °C, y la carga orgánica para las nuevas condiciones.

Las expresiones reportadas en la literatura para las constantes cinéticas del modelo racional parcialmente mezclado de mayor relevancia para este trabajo, en base a su alcance geográfico y tipo de agua residual, son los reportados por Yáñez (1980), CEPIS (1985), Mara (1997), Von Sperling (1999b), Liberal *et al.* (2002) y Escalante *et al.* (2008).

Von Sperling (1999b), recomienda el empleo del coeficiente de temperatura de la ecuación de Arrhenius (θ) igual a 1,07 en lugar del propuesto por Marais (1974) de 1,19, para la corrección de

temperatura de K_{CF} , en los modelos de flujo disperso y completamente mezclado, basado en sus propios resultados y los reportados por otros autores (CEPIS, 1985; Yanez, 1993).

CEPIS (1985) propone la modificación del modelo de flujo disperso para lagunas de estabilización, (ecuación I.5), con la inclusión de:

1. Un factor de corrección hidráulico (HCF) el cual afecta al tiempo de retención, disminuyéndolo. La expresión recomendada es la siguiente:

$$TR = (HCF) \frac{V}{Q} \quad (I.12)$$

donde:

V = volumen de la laguna, m^3 ;

Q = flujo de agua residual, $m^3 \cdot d^{-1}$;

HCF = factor que puede tomar valores entre 0.3 y 0.8, que se aplica para el cálculo de la remoción de DBO_5 y de bacterias.

2. Un factor de sedimentación (SCF), que afecta el valor de la concentración de la materia orgánica, afluente a la laguna, como DBO_5 :

$$C_{DBO,0,C} = C_{DBO,0} (SCF) \quad (I.13)$$

donde:

$C_{DBO,0,C}$ = concentración de DBO_5 corregida para la sedimentación, $mg \cdot L^{-1}$;

$C_{DBO,0}$ = concentración de DBO_5 afluente, $mg \cdot L^{-1}$;

SCF = factor de sedimentación que puede tomar valores que oscilan entre 0.5 a 0.8 para lagunas primarias y están muy cerca de 1.0 en lagunas secundarias o terciarias (maduración).

3. Un porcentaje en exceso a la carga orgánica afluente debido a las algas. Sus valores están comprendidos entre 0 y 1.2 y se le llama factor de DBO_5 intrínseco de las algas (IAF).

Así, para la remoción de la DBO_5 , CEPIS propone el modelo:

$$C_{DBO,1} = C_{DBO,0} \cdot \frac{(SCF) \cdot 4 \cdot (am) \cdot e^{\left(\frac{1-am}{2d}\right)}}{(1+am)^2} + C_{DBO,0} \cdot (IAF) \quad (I.14)$$

donde:

$$am = (1 + 4 \cdot K \cdot TR \cdot (HCF) \cdot d)^{1/2}$$

Para el caso de la remoción de bacterias no se utilizan generalmente los factores de sedimentación (SCF) ni de DBO intrínseca (IAF) quedando la expresión siguiente:

$$\frac{C_{CF,1}}{C_{CF,0}} = \frac{4 \cdot (am) \cdot e^{\left(\frac{1-am}{2d}\right)}}{(1+am)^2} \quad (I.15)$$

donde:

$$am = (1 + 4 \cdot K_{CF} \cdot TR \cdot (HCF) \cdot d)^{1/2}$$

Los valores de cada constante cinética y de los factores introducidos por el CEPIS que actualmente se utilizan en la región del Caribe se muestran en la Tabla I.1.

Tabla I.1. Valores y rangos utilizados para parámetros del modelo del CEPIS en el Caribe

PARAMETRO	UTILIZADO	MINIMO	MAXIMO
HCF			
(HCF)primaria	0.70 - 0.80	0.5	0.8
(HCF)secundaria	0.5	0.4	0.5
(HCF)terciaria	0.4	0.4	0.5
SCF			
(SCF)primaria	0.5	0.4	0.6
(SCF)secundaria	0.8	0.8	1
(SCF)terciaria	1	0.9	1
IAF			
(IAF)primaria	0	0	0
(IAF)secundaria	0.3	0.2	0.3
(IAF)terciaria	0.6	0.3	0.7

Fuente: (CEPIS, 1985)

Para la aplicación de un modelo racional es importante: (a) la determinación de las tasas o constantes de reacción de primer orden, para el componente dado y tipo de agua residual; (b) la determinación y precisión de la temperatura que opera la laguna; (c) la determinación de la DBO₅ de entrada; (d) la determinación del tiempo de retención hidráulico; (e) la geometría de la laguna; (f) los valores de

coeficientes específicos como el de dispersión y la velocidad del flujo en la laguna; (g) la determinación de los valores límites de parámetros restrictivos, como la carga superficial o volumétrica, en que la laguna opera con la eficiencia esperada; (h) determinar el papel de las algas.

Otros tipos de modelos matemáticos para lagunas de estabilización facultativas son muy escasos, como los mecanicistas y dinámicos de lagunas facultativas, debido al alto número de parámetros que entran en los mismos, a la necesidad de realizar estudios anteriores para la calibración del modelo, a la utilización de datos generalmente diferentes de los datos rutinarios de caracterización de que se dispone y las complicaciones matemáticas que enfrentan; lo que ha prácticamente dejado estos tipos de modelos para trabajos académicos y científicos de poca aplicación práctica (CYTED, 2003; Benedetti, 2006; Harmand *et al.*, 2008; Huo, 2005; Jeppsson, 1996; Levstek *et al.*, 2008). Ejemplo de modelos mecanicistas y dinámicos de lagunas facultativas reportados en la literatura son los de Garzón (2002), Dochain *et al.* (2003) y Beran y Kargi (2005).

La revisión bibliográfica realizada muestra una pobre producción de trabajos científicos relacionados con lagunas de estabilización con relación a otras técnicas convencionales. Hasta la fecha, los avances logrados en relación al diseño de lagunas de estabilización pueden calificarse de limitados. De hecho, múltiples estudios reportados en la literatura demuestran que un alto porcentaje de las lagunas de estabilización, tanto anaerobias como facultativas o de maduración, trabajan con baja eficiencias y producen efluentes de pobre calidad, siendo el diseño inadecuado uno de los factores que incide en esta problemática (Abbas *et al.*, 2006; Abis y Mara, 2003; Escalante *et al.*, 2008; Klüsener, 2006; Mara, 1997; Olivera y von Sperling, 2007; Sánchez M. y Coral C., 2009; Von Sperling, 2005).

1.1.2 Estanques con lenteja de agua

Las macrofitas acuáticas han sido consideradas por varios autores como una plaga debido a su rápido crecimiento, ya que en ocasiones llegan a invadir lagunas, canales de riego y generan varios otros problemas (Caicedo, 2004; Técnico, 1996; Leng *et al.*, 2004). No obstante, si las plantas acuáticas se manejan adecuadamente, su poder de proliferación, su capacidad de absorción de nutrientes y bioacumulación de otros compuestos del agua, las convierten en una herramienta útil en el tratamiento de aguas residuales. Además, con base en los estudios de remoción de compuestos tóxicos por plantas acuáticas, se puede considerar a los sistemas de tratamiento con plantas acuáticas como una alternativa ecológica y económicamente viable, no sólo para el tratamiento de los efluentes municipales sino también para efluentes industriales (Olguín *et al.*, 2007; Caicedo, 2004; EPA, 1988; Comisión Europea, 2001; Kadlec *et al.*, 2000; Kadlec y Knigth, 1996; Oron, 1990; Rousseau, 2005).

En Cuba, existen varias especies de lemnáceas que pueden ser empleadas en sistemas de tratamiento para aguas residuales, como son: *Lemna aequinoctialis*, *Lemna valdiviana*, *Spirodella polyrrhiza*, *Wolffia brasiliensis*, *Wolffiella welwitschi*, *Wolffiella lingulata* y *Wolffiella oblonga*; Landolt (1986), en Santiago (1997).

La lenteja de agua es una planta acuática (macrofito) flotante perteneciente a la familia *Lemnaceae* del grupo Angiosperma-Monocotiledonea. Se caracteriza por sus diminutas hojas de forma oval redondeada, encontrándose individuos solitarios o formando grupos de dos o tres. Esta pequeña planta acuática flota libre sobre las superficies de aguas estancadas salobres o frescas, asimila los nutrientes que se liberan en la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales, tiene una gran capacidad de crecimiento y un contenido de proteína vegetal similar al de la soya (Caicedo, 2004; Olguín, 1996; Olguín *et al.*, 2007).

La lenteja de agua (*Lemna spp.*) se cosecha y se separa del agua fácilmente; además, posee tres propiedades que las hacen muy atractivas para ser explotadas en el tratamiento de aguas residuales, éstas son: 1) capacidad de extraer los nutrientes contenidos en las aguas residuales disminuyendo con ello la carga contaminante de las mismas; 2) alto valor nutritivo, al poseer altos contenidos de proteína, superiores al 20% y hasta el 37% de materia seca, y de vitamina A; y, 3) extraordinaria velocidad de reproducción (Caicedo, 2004; Olguín *et al.*, 2007; Oron, 1990; Oron *et al.*, 1987; Sánchez y Coral, 2004; Sánchez y Coral, 2009; Santiago, 2002).

Las plantas acuáticas y micro algas tienen la limitante de no poder utilizarse en todas las aguas residuales, por ello se recomienda realizar pruebas de supervivencia y de adaptación de las posibles especies al medio específico (Caicedo, 2004; Kadlec *et al.*, 2000; Kadlec y Knigh, 1996; Olguín, 1996; Olguín *et al.*, 2007).

La remoción de microorganismos patógenos de los sistemas de tratamiento basados en lemnáceas son menores que las obtenidas mediante sistemas de lagunas de estabilización. Smith y Moelyowati (2001), sugieren que esto se debe al pH francamente alcalino y la mayor penetración de la radiación solar que ocurren en las lagunas de estabilización. Skillicorn *et al.* (1993) e Iqbal (1999), señalan que esto puede resolverse con un tiempo de retención lo suficientemente largo para que los parásitos y huevos de parásitos precipiten con otros sólidos en suspensión y para que los microorganismos patógenos simplemente mueran. Bell (2003), obtuvo mejores remociones de coliformes fecales en lagunas basadas en lemnáceas (46 UFC/100 mL) que en las lagunas de estabilización de control (7900 UFC/100 mL); siendo UFC/100 mL las Unidades Formadoras de Colonias por cada 100 mL de agua residual. Esto demuestra la importancia de un diseño adecuado.

Las plantas acuáticas actúan creando un ambiente apropiado para que las bacterias y otros microorganismos actúen sobre los desechos, degradando la materia orgánica en elementos asimilables por las plantas (Polprasert, 1989; en Chará, 1999).

Según Kadlec y Knight (1996), el tratamiento en los sistemas de plantas acuáticas ocurre a través de tres mecanismos principales: (1) el metabolismo por parte de una mezcla de microbios facultativos sobre las raíces de las plantas suspendidas en la columna de agua y en el detritus en el fondo del estanque; (2) la sedimentación de los sólidos en el agua residual y de la biomasa internamente producida (plantas y microbios muertos); y (3) la incorporación de los nutrientes a las plantas vivas y su subsiguiente cosecha.

Wetzel (1981), sostiene que las macrofitas emergentes y de hojas flotantes con sistemas activos para la transpiración radicular presentan, una clara absorción de nutrientes y traslado desde las raíces a las hojas. Unas pocas especies de angiospermas que flotan libremente, como por ejemplo las lentejas de agua, utilizan tanto el carbono atmosférico como el acuático.

Las plantas acuáticas flotantes utilizan el CO₂ atmosférico como una fuente de carbono, pero a diferencia de las emergentes, las especies flotantes dependen del medio acuoso para proveerse de todos los otros nutrientes. Los sedimentos sólo pueden aumentar la nutrición de estas plantas de forma indirecta, mediante la liberación de nutrientes hacia la columna de agua (Kadlec *et al.*, 2000; Kadlec y Knighth, 1996; Rousseau, 2005).

Los sistemas de tratamiento basados en lemnáceas operan de forma similar a los sistemas de lagunas de estabilización; sin embargo, el manto de lemnáceas que flota sobre la superficie cambia significativamente el comportamiento del sistema, (Kadlec *et al.*, 2000; Kadlec y Knighth, 1996; Rousseau, 2005; de Andrade *et al.*, 2003; Willett, 2005). Los principales efectos del manto de plantas de lemnáceas, reconocidos en la literatura, son:

1. Limitan el crecimiento de las algas planctónicas debido a que evitan la penetración de la luz solar al agua. Esto permite evitar el crecimiento de especies tóxicas como las pertenecientes al género de las cianofitas o algas verde-azules (Willett, 2005);
2. Propician la regulación del pH, que en lagunas de estabilización muestra una gran variación diurna, al inhibir el crecimiento del fitoplancton (Willett, 2005);
3. Reducen la evaporación desde la superficie del agua (Bonono *et al.*, 1997; Oron, 1990);
4. Protegen contra altas temperaturas del agua tratada; (Oron, 1990);
5. Controlan las larvas de mosquitos y el olor en el cuerpo de agua residual al incorporar una interfase entre el agua y el aire (Culley y Epps, 1973; Iqbal, 1999).
6. Controla el flujo de oxígeno del aire hacia la masa de agua, propiciando condiciones para la formación de tres capas o zonas hacia la profundidad (aerobia, anóxica y anaerobia). En cada

zona se desarrollan sus bacterias específicas, favoreciéndose el procesamiento de la materia orgánica y el desarrollo el proceso de la desnitrificación,(Smith y Moelyowati, 2001).

Skillicorn et al. (1993) señalan que la mayor eficiencia de los sistemas basados en lemnáceas, significa que ocupen menor área de terreno que los sistemas de lagunas de estabilización.

Más detalles sobre el mecanismo de los procesos que ocurren dentro de un estanque de tratamiento basado en lemnáceas se reporta en la literatura, (Kadlec *et al.*, 2000; Kadlec y Knighth, 1996; Smith y Moelyowati, 2001; George *et al.*, 2008; Srivastava *et al.*, 2008; Zimmo, 2003).

Debido a que el tratamiento de residuales a través de lagunas tiene como principal inconveniente la generación de efluentes con relativamente alto contenido de la DBO no soluble y de SST, aportados principalmente por las algas, el uso de la lenteja de agua, macrofita acuática, también llamada hierba de pato o *duckweed* (*en idioma Inglés*), ha resultado ser una buena opción de tratamiento biológico de los efluentes de las lagunas de estabilización. Estas características indican las posibilidades que tiene el tratamiento con lemnáceas de efluentes de lagunas facultativas, lo cual ha sido objeto de estudio de varios autores (2007; 2008; Cothren *et al.*, 2001; Ran *et al.*, 2004; Willett, 2005; de Andrade *et al.*, 2003; de Lemos Chernícharo 2009).

1.1.2.1 Modelos matemáticos para el diseño de estanques con lemnáceas

En experimentos realizados con *Lemna gibba* en mini-estanques de 50x40 cm y de 20 cm de profundidad, y para diversos tiempos de retención hidráulicos (T_R , días), Oron (1990), obtuvo resultados favorables, señalando que generalmente para tiempos de retención menores de cinco días se lograban las poblaciones más saludables de plantas; sin embargo, para tiempos de retenciones mayores las plantas se tornaban de un color verde pálido y las raíces eran más largas, debido a la escasez de nutrientes.

Willet (2005), plantea que no hay un paquete simple que sirva a todos los propósitos del tratamiento, pues los requerimientos para el diseño varían en dependencia de la fuente del agua residual, del volumen de las mismas, del nivel de pre-tratamiento existente, de las normas de vertimiento a cumplir, del clima prevaleciente y de consideraciones financieras.

De estudios de plantas de tratamientos basadas en lenteja de agua tanto en países desarrollados como no desarrollados, en diferentes fuentes, Willet (2005) identifica el régimen hidráulico de flujo de pistón como el más apropiado para el tratamiento de efluentes secundarios y terciarios con lenteja de agua, asegurando un máximo contacto entre el agua residual y las plantas, minimizándose la posibilidad de corto circuito (Oron, 1990; Smith y Moelyowati, 2001). Este sistema, además, facilita la reducción progresiva de nutrientes en el agua residual y es el más eficiente en la remoción de microorganismos patógenos (Van der Steen *et al.*, 1999). Para lograr el flujo de pistón, se han

recomendado valores de la relación largo:ancho que van desde 38:1 hasta 10:1 (Alaerts *et al.*, 1996; Bonono *et al.*, 1997; Oron, 1990). En la práctica, la relación 10:1 es la más empleada pues, resulta evidente que a medida que se aumenta esta relación aumentan los inconvenientes prácticos y económicos para su construcción.

Las condiciones de flujo de pistón significan la no ocurrencia del cortocircuito, la no dilución del residual por mezclado, una mayor sedimentación de los sólidos sedimentables, una mejor estabilización de la materia orgánica e inactivación de los microorganismos entéricos. Para cinéticas de primer orden, una mayor concentración significa que la velocidad de tratamiento es más rápida y, por tanto, la eficiencia general es mejor.

Los parámetros más empleados para el diseño de estanques para el tratamiento con lenteja de agua son el tiempo de retención hidráulico y la carga volumétrica (Kadlec *et al.*, 2000; Kadlec y Knigth, 1996; Oron, 1990; Rousseau, 2005).

Bajo las condiciones de flujo de pistón, asumiendo una porosidad igual a la unidad para los estanques de lenteja de agua, se cumple la siguiente ecuación (EPA, 1988; Kadlec *et al.*, 2000; Kadlec y Knigth, 1996):

$$\frac{C_{x,1}}{C_{x,0}} = \exp(-K_X^T \cdot T_{R,1}) \quad (I.16)$$

donde:

$C_{x,1}$: contenido del constituyente x, en el efluente de cada estanque, expresado en mg / L ó NMP / 100 ml, según corresponda;

$C_{x,0}$: contenido del constituyente x, en el afluente a cada estanque, expresado en mg / L ó NMP / 100 ml, según corresponda;

K_X^T : constante de remoción del constituyente x, para una temperatura dada del agua (T), días⁻¹;

$T_{R,1}$: tiempo de retención hidráulico nominal para el primer tratamiento, días.

La ecuación (I.16) obliga a un ajuste de $\frac{C_{x,1}}{C_{x,0}}$ contra $T_{R,1}$, con intercepto por el origen de coordenadas, condición que no se cumple en todos los casos.

Una expresión que permite ajustar la relación de $\frac{C_{X,1}}{C_{X,0}}$ contra $T_{R,1}$, considerando un valor diferente

de cero para el intercepto, es (EPA, 1988):

$$\frac{C_{0,1}}{C_{X,0}} = A \cdot \exp(-K_X^T \cdot T_R); \quad (I.17)$$

donde:

A = constante, cuyo valor es interpretado como la fracción del parámetro dado – C_{DBO} , C_{CF} u otro - no removido, por sedimentación, cerca de la entrada del sistema y expresado en forma de fracción decimal.

1.1.3 Balance hídrico de tratamientos naturales

El balance hídrico de un sistema natural cualquiera suele ser dado por la ecuación:

$$Q_1 = Q_0 + (P_R + P_C) - (E + P_E) \quad (I.18)$$

donde:

Q_1 = caudal efluente, $m^3 d^{-1}$;

Q_0 = caudal afluente de aguas residuales, $m^3 d^{-1}$;

P_R = precipitación que cae sobre la laguna, $m^3 d^{-1}$;

P_C = infiltración de agua subterránea hacia la laguna (sucede cuando el nivel freático está sobre el de la laguna), $m^3 d^{-1}$;

E = evaporación o evapotranspiración, $m^3 d^{-1}$;

P_E = pérdidas por percolación (sucede cuando el nivel freático está por debajo del de las lagunas y éstas no se han sellado), $m^3 d^{-1}$.

Lo más común, es analizar el valor de Q_1 en el mes más crítico (de menos lluvia, con el nivel freático más bajo y de mayor evaporación), el cual tiene que ser positivo (CEPIS, 1985; Cothren *et al.*, 2001). Es aquí donde algunas veces se hace necesario reducir el área del las lagunas, y la seguridad del diseño consiste en hacer lagunas más pequeñas y no más grandes como supondría quien haga un análisis superficial del problema.

Si en un primer tanteo durante un diseño se obtiene un valor de Q_1 negativo, quedan varias alternativas; entre ellas: impermeabilizar la laguna con material arcilloso o membranas sintéticas o hacer lagunas más pequeñas (en área total) en lugar de más grandes como supondría un análisis superficial del problema. En CEPIS (1985), se señala 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 patógenos con un balance hídrico positivo, aún en la época crítica desde el punto de vista hídrico”.

Si el vaso de la laguna o estanque es impermeable, P_C y P_E son nulos, quedando la expresión (I.18) de la siguiente forma:

$$Q_1 = Q_0 + (P_R - E) \quad (I.19)$$

Si la evaporación neta es:

$$E_{NETA} = E - P_R \quad (I.20)$$

Y se define el tiempo de retención hidráulico medio (T_R) como:

$$T_R = \frac{A \cdot Z}{\frac{1}{2} \cdot (Q_{Af} + Q_{Ef})} \quad (I.21)$$

El tiempo de retención hidráulico medio es:

$$T_R = \frac{2 \cdot A \cdot Z}{2 \cdot Q_{Af} - 0,001 \cdot A \cdot E_{NETA}} \quad (I.22)$$

La expresión (I.22) es válida tanto para LFPs como para ELAs, siempre que se cumpla el supuesto asumido de impermeabilidad del vaso.

1.2 La evaluación tradicional y estocástica del funcionamiento de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales

La evaluación tradicional de unidades o plantas de tratamiento se realiza tradicionalmente mediante muestreos integrales, generalmente en función del flujo de residuales, representativos de un día de operación. La eficiencia de remoción de los principales parámetros que caracterizan el agua residual y la comparación de los valores medios de las concentraciones del efluente en cuestión, con los valores máximos permitidos en la legislación ambiental vigente o los deseados por diseño, son los principales criterios de evaluación tradicionalmente utilizados.

La importancia de la evaluación probabilística o estocásticas de unidades o sistemas de tratamientos reside en la falta de estudios dirigidos a la evaluación de la fiabilidad de su funcionamiento y en la importancia que la información generada tiene para proyectistas y operadores de estas unidades de tratamiento, ampliamente utilizadas o con potencialidad de uso en Cuba y otros países de clima tropical y subtropical. La información procesada, también, puede ser de utilidad para la elaboración de normas de vertimiento razonables y técnicamente alcanzables por parte de las agencias regulatorias ambientales (Olivera y Von Sperling, 2008; Von Sperling, 1999a).

El tratamiento estocástico (probabilístico) de la composición de las aguas residuales, afluente y efluente a las unidades de tratamientos naturales en explotación (existentes), que en este trabajo se

trata de lagunas facultativas primarias, permite introducir el concepto de fiabilidad, considerado como un criterio más fiable y seguro de la calidad del tratamiento de aguas residuales (Olivera y Von Sperling, 2008; von Sperling, 1996b; Niku, 1979; Doby, 2004; Benedetti, 2006); permitiendo además, la evaluación de las funciones de densidad de probabilidades (FDPs) de las eficiencias de remoción de los componentes analizados para un período de operación determinado.

La evaluación del comportamiento global de un conjunto de lagunas facultativas primarias en un territorio dado es posible a partir de la recopilación del conjunto de evaluaciones realizadas a las aguas residuales afluentes y efluentes de las lagunas de estabilización y su correspondiente procesamiento estadístico. Las funciones de densidad de probabilidades (FDPs) de mejor ajuste, para los principales componentes que describen las características de las aguas residuales del conjunto de lagunas, permiten caracterizar el comportamiento de cada componente evaluado; permitiendo, también, la generación de series de datos aleatoriamente distribuidos de las concentraciones mediante la generación de números pseudo aleatorios, alternativa disponible en la mayoría de los programas que manejan bases de datos ó en programas de simulación. Bajo este escenario, es posible una evaluación estocástica o probabilística del funcionamiento de las lagunas de estabilización, en un territorio dado (Sánchez *et al.*, 2010).

Los datos de las concentraciones de distribuciones normales o los valores de sus correspondientes logaritmos naturales, para el caso de distribuciones lognormales, se ajustan a la distribución normal de probabilidades; siendo ambos casos, muy frecuentemente reportados en la literatura (Doby, 2004; Huo, 2005; Olivera y von Sperling, 2007; Von Sperling, 1999a; Zimmo, 2003). Sin embargo, la distribución normal tiene la dificultad, por un lado, que permite valores negativos, los que no tienen sentido para el caso de concentraciones, parámetros estequiométricos y constantes cinéticas; mientras que además, puede producir valores positivos extremos, muy altos o muy bajos, verdaderamente ilógicos en la realidad. El uso de distribuciones normales truncadas es una forma de solucionar esta dificultad (Doby, 2004; Huo, 2005).

Las concentraciones obtenidas de las caracterizaciones para los principales componentes de las aguas residuales se consideran datos bajo variabilidad, por presentar fuentes intrínsecas de heterogeneidad y porque su comportamiento se obtiene de datos reales; mientras que, los datos simulados de estas concentraciones se consideran bajo incertidumbre de escenario, al asumirse la permanencia en el tiempo de las condiciones que dieron origen a los datos reales empleados (Doby, 2004; Huo, 2005; Niku *et al.*, 1979).

1.3 El diseño tradicional y el estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales

El diseño tradicional de lagunas, cultivos acuáticos y humedales emplea datos escalares de entrada, normalmente valores medios del flujo y de la concentración, empleando frecuentemente modelos del tipo determinístico y de estado estacionario. La carga de DBO₅, volumétrica o superficial, el tiempo de retención nominal y la eficiencia de remoción esperada son los criterios más empleados en el diseño tradicional (CEPIS, 1985; Kadlec *et al.*, 2000; Kadlec y Knigth, 1996; Mara, 1997; Rousseau, 2005).

Los procedimientos tradicionales de diseño están estrechamente vinculados con los denominados factores de seguridad, manejados con un alto grado de subjetividad, y que en muchos casos conllevan al sobredimensionamiento de las unidades de tratamiento diseñadas (CEPIS, 1985; Doby, 2004; Olivera y von Sperling, 2007).

Los factores de seguridad pueden ser aplicados en los datos de entrada, en las exigencias de salida o en algún cálculo intermedio dentro del modelo. Una vía de aplicar implícitamente el factor de seguridad a la entrada del modelo es la que emplea cargas de diseño u otro parámetro de la literatura o por su asignación subjetiva. Una forma explícita de aplicar el factor de seguridad a las salidas es incrementando el tamaño del volumen de diseño en algún factor o disminuyendo el límite máximo permisible en el efluente. Un problema con el uso de factores de seguridad en las salidas está en que probablemente se emplee en combinación con un factor de seguridad en las entradas al modelo, llevando a un diseño extremadamente conservador y costoso, sin proporcionar, necesariamente, un beneficio significativo (Benedetti, 2006; Doby, 2004).

Por ejemplo, si se emplean las medias estadísticas de datos históricos para elegir las cargas de diseño, no hay modo de saber con determinada certeza cual percentil de flujo debe haberse combinado con cual percentil de concentración del residual para proporcionar un diseño fiable y de menor costo.

Un diseño estocástico (probabilístico) permite estimar la magnitud de determinados factores de seguridad, contribuyendo a reducir la subjetividad existente dentro del diseño tradicional – más simple- de métodos naturales de tratamiento (Doby, 2004; Niku *et al.*, 1979; Olivera y von Sperling, 2007).

1.4 Modelación y simulación estocástica de métodos naturales de tratamiento de aguas residuales

Los modelos matemáticos pueden ser clasificados según la filosofía del enfoque y de acuerdo con la forma matemática del modelo, (Jeppsson, 1996; Jørgensen, 1992; Murthy *et al.*, 1990).

Con frecuencia, y en la práctica, los modelos son una mezcla de modelos empíricos y mecanicistas, usando diferentes conceptos a diferentes niveles de resolución. A veces, los modelos empíricos son utilizados aún cuando la validez de un modelo mecanicista o fenomenológico, para ese proceso es aceptado, principalmente debido a dificultades de alguna índole, como puede ser la solución de las expresiones matemáticas del modelo mecanicista.

A la combinación de modelos mecanicistas y empíricos suele nombrárseles modelos de caja gris (Jeppsson, 1996).

En la modelación de unidades de tratamiento naturales como lagunas facultativas y estanques con plantas acuáticas flotantes, los modelos empíricos se basan en la carga volumétrica, la carga superficial o el tiempo de retención hidráulico, principalmente. Por lo general, suelen tener en cuenta la temperatura, bien directamente o al tomar en consideración la latitud geográfica de ubicación de las lagunas; mientras que, los modelos simplificados o racionales proponen ecuaciones basadas en el modelo de mezcla completa, el modelo de flujo de pistón y el modelo de flujo disperso o de funcionamiento hidráulico real, ya discutidos.

Entre los parámetros que se fijan indirectamente se encuentran la profundidad, la geometría de la laguna, los límites de carga superficial y volumétrica en los que se cumple la cinética que se presupone ocurrirá y el tiempo de retención hidráulico, (Santiago, 2002).

Aún en nuestros días, el estado del arte del diseño de los diversos tipos de tratamientos naturales son los modelos racionales basados en el tipo de flujo hidráulico, cinética de primer orden y estado estacionario. Modelos predictivos para variaciones horarias o aún diarias están aún en un estado prematuro, siendo escasos los reportados en la literatura (Rousseau *et al.*, 2008).

1.4.1 Modelación y simulación bajo incertidumbre y variabilidad

En el tratamiento de aguas residuales, varios autores coinciden en definir la incertidumbre como el término empleado para describir el conocimiento incompleto sobre factores y parámetros de entrada específicos del modelo (Benedetti, 2006; Doby, 2004; Dominguez y Gujer, 2006; EPA, 2003; Huo, 2005) . EPA (2003), señala que la identificación de los tipos de incertidumbre que influyen significativamente sobre las salidas del modelo – cualitativa y cuantitativamente- y la comunicación de su importancia son claves para una integración exitosa de la información de los modelos en el proceso de la toma de decisiones. Para simplicidad organizativa, las incertidumbres que afectan la calidad del modelo son organizadas como: (a) incertidumbre en la ciencia de base y en algoritmos del modelo (incertidumbre del modelo en sí), (b) incertidumbre de los datos, y (c) incertidumbre relacionada con la aplicación apropiada del modelo (incertidumbre del nicho de aplicación o de

escenario). En realidad, las tres categorías están interrelacionadas (Doby, 2004; EPA, 2003; Huo, 2005; Benedetti, 2006).

La variabilidad es una propiedad intrínseca debida a la heterogeneidad en los procesos que determinan el valor de entrada (Benedetti, 2006; Doby, 2004). Ambos conceptos, incertidumbre y variabilidad son descritos por la función de distribución correspondiente. Por tanto, un mejor conocimiento puede cambiar un valor incierto, pero no la variabilidad propia de un parámetro dado, (Doby, 2004; Benedetti, 2006; Huo, 2005).

En el tratamiento de aguas residuales las variables y parámetros considerados son frecuentemente caracterizados mediante una distribución normal o una lognormal (Niku *et al.*, 1979; Olivera y von Sperling, 2007; Sánchez y Coral, 2009). Otros tipos de funciones de densidad de probabilidades como las distribuciones gamma, chi-cuadrada o Weibull han sido también empleadas satisfactoriamente (Benedetti, 2006; Benedetti *et al.*, 2008; Doby, 2004; Dominguez y Gujer, 2006; Huo, 2005).

La distribución lognormal es comúnmente empleada para caracterizar los efluentes del tratamiento de aguas residuales. Al respecto hay criterios encontrados, unos justifican distribuciones lognormales del efluente del tratamiento señalando que los procesos aleatorios en el tratamiento son de naturaleza multiplicativa (Niku *et al.*, 1979) e incluso que tan sólo la dilución aleatoria de un agua residual produce la distribución lognormal de sus concentraciones, (Ott, 1990); mientras que otros investigadores consideran que no hay razón física para pensar que las distribuciones de las concentraciones de los efluentes sean lognormales (Schmoyer *et al.*, 1996; Doby, 2004). En todo caso, siempre es prudente evaluar el correcto ajuste de los datos al tipo de distribución esperada.

En general, en los modelos estocásticos los datos de entrada se generan de dos formas diferentes: a partir de las funciones de distribución de probabilidades de los datos, cuando existen datos suficientes para determinar la misma; e incorporando determinados niveles de incertidumbre en el valor asumido de la literatura. En síntesis estas formas son:

- a. Generación de datos teóricos a partir de su función de distribución de probabilidades, con el uso de números aleatorios;
- b. Generación de datos sintéticos incorporando determinados niveles de incertidumbre al valor medio asumido.

Doby (2004), propone un método para cuantificar la incertidumbre de los parámetros inciertos, donde el error estándar de cada parámetro es asumido como un porcentaje variable de su valor medio, empleando una distribución normal truncada para los datos generados bajo incertidumbre.

Cuando hay datos históricos disponibles, la variabilidad es probablemente más importante que la incertidumbre. La variabilidad de los datos históricos puede ser empleada para generar datos futuros. En este caso, la variabilidad de los datos históricos se convierte en la incertidumbre para generación de los datos futuros.

Las fuentes de heterogeneidad pueden ser temporales, asociadas al comportamiento del sistema o relacionadas con el clima (Bennett *et al.*, 1999; Huijbregts *et al.*, 2000). En el caso del agua residual, la variabilidad temporal de los datos es debida a la estacionalidad de la temperatura y del flujo; la variabilidad de los datos relativa al comportamiento es debida a los cambios poblacionales, cambios en la dieta, cambios en el uso per cápita de agua, cambios industriales, envejecimiento y expansión de los sistemas de alcantarillado; y la variabilidad debida al clima es debida a los períodos de lluvia y sequía, ciclones y otros. Todas estas fuentes de heterogeneidad tienen diferentes impactos sobre el funcionamiento del sistema. Las fallas mecánicas y operacionales son otra importante fuente de variabilidad en el funcionamiento de los sistemas de tratamiento de aguas residuales (Tchobanoglous *et al.*, 2003).

Normalmente, en el diseño del tratamiento de aguas residuales hay suficiente datos para caracterizar la variabilidad de las cargas que deben ser manejadas. Sin embargo, hay pocos datos disponibles para la caracterización de las tasas de aportes de contaminantes y del parámetro cinético propio del agua residual en cuestión, siendo necesario el uso de valores reportados en la literatura, los que pueden o no ser apropiados. Para el conocimiento de los valores exactos de las tasas de aportes y de los parámetros cinéticos a ser utilizados, se requiere trabajo experimental, que no es rutinariamente realizado. Además, los métodos comúnmente empleados para obtener estos parámetros son experimentales, no normalizados y caros, (Doby, 2004). Como resultado de esto, los valores de los parámetros empleados en los modelos son típicamente inciertos.

1.4.2 Fiabilidad y coeficiente de fiabilidad

La fiabilidad (F) se define como el porcentaje del tiempo – veces, momentos o instantes - que se estima la laguna cumple con la concentración límite de vertimiento, (Doby, 2004; Niku *et al.*, 1979; Olivera y von Sperling, 2007; Tchobanoglous *et al.*, 2003). Por tanto, la fiabilidad es calculada a partir del número de violaciones del valor límite de vertimiento dado en la norma, en relación al número de momentos diferentes considerados para la laguna bajo estudio. En el caso de una sola corrida la expresión matemática de la fiabilidad (F) es:

$$F = 1 - \frac{v}{\text{no_momentos}} \quad (1.24)$$

donde:

v = número de violaciones del valor límite;

no-momentos = número de momentos diferentes considerados para estimar la fiabilidad.

Si se realizan n corridas del modelo, por ejemplo 100, para el cálculo de la fiabilidad se toma la media \bar{v} y la desviación estándar σ de la fiabilidad. La fiabilidad (F) esperada tiene entonces la expresión matemática:

$$F = 1 - \frac{\bar{v} + 2 \cdot \sigma}{\text{no_momentos}} \quad (1.25)$$

El procedimiento de evaluación estocástica desarrollado por (Niku *et al.*, 1979) y aplicado por (Olivera y von Sperling, 2007) permite determinar los Coeficientes de Fiabilidad (CDFs) y los valores de las concentraciones medias de proyecto (m_p) requeridas para que el efluente cumpla, para un nivel de fiabilidad dado, con los límites máximos de concentración establecidos en la legislación. Las ecuaciones de este procedimiento son:

$$m_p = (\text{CDF}) \cdot X_s \quad (1.26)$$

$$\text{CDF} = \sqrt{CV^2 + 1} \cdot \exp \left[-Z_{1-\alpha} \sqrt{\ln(CV^2 + 1)} \right] \quad (1.27)$$

donde:

m_p = concentración media de proyecto (m_p) requerida para que el efluente cumpla, para un nivel de fiabilidad dado, con los límites máximos de concentración establecidos en la legislación;

CDF = Coeficiente de fiabilidad para un determinado nivel de fiabilidad, adimensional;

X_s = Concentración máxima permitida para el efluente, $\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$;

CV = Coeficiente de variación, desviación estándar dividida por la media, adimensional;

$Z_{1-\alpha}$ = variable normal reducida correspondiente a la probabilidad de no excedencia ($1-\alpha$), adimensional.

1.5 Análisis económico de variantes para el tratamiento natural de aguas residuales urbanas

La incertidumbre en el diseño de tratamiento natural es un factor que influye sobre la calidad del diseño y el costo capital o de inversión, al influir directamente sobre el dimensionamiento del mismo (Benedetti, 2006; Doby, 2004; Huo, 2005; Olivera y von Sperling, 2007; Rousseau *et al.*, 2008; Von Sperling, 1999a). Sobre la magnitud de la incertidumbre en el diseño influye que, aún en nuestros días, el estado del arte del diseño de los diversos tipos de tratamiento natural son los modelos racionales de mezcla completa y flujo disperso - para el caso de lagunas facultativas - y de flujo de

pistón - para el caso de los cultivos acuáticos y humedales - todos basados en una cinética de primer orden, estado estacionario y en pocos parámetros, máximo tres, lo cual es una fuerte simplificación de los complejos procesos que ocurren dentro del tratamiento natural.

Se ha dicho con razón que las valoraciones estrictamente monetarias para definir la factibilidad económica social de una inversión es una opción restringida de medición de impactos generados por ésta (Sánchez, 2005).

La incorporación de efectos intangibles en proyectos de inversión, al medir su viabilidad económica social, puede representar importantes matices y consideraciones de política que repercutan en cambios finales en inversiones aprobadas o rechazadas.

1.5.1 Costo de los tratamientos naturales de aguas residuales

Los costos capitales son dependientes de las condiciones locales como el tipo de suelo, la altura del manto freático, la pendiente del terreno, la distancia al asentamiento poblacional, los criterios de descarga, el clima y otros (Kadlec y Knigh, 1996; Rousseau *et al.*, 2008). En este trabajo, a los fines de la comparación de los costos capitales, se asumen condiciones locales idénticas y un prototipo de diseño único para todos los casos, donde sólo varían las magnitudes de los costos capitales dependientes del dimensionamiento: la adquisición del terreno, el movimiento de tierra y la impermeabilización para prevenir la contaminación del agua subterránea y garantizar el balance hídrico.

Por ejemplo, debido a la suma de las razones antes expuestas, el rango de costos capitales reportados por Kadlec y Knight (1996) es muy grande: 25 000 a 250 000 USD·ha⁻¹ ó 500–1000 USD·m⁻³. Al respecto, debe tenerse en cuenta que la comparación de costos dados en la literatura debe hacerse cuidadosamente, pues no siempre está claro en las fuentes originales cuales componentes están incluidos y no siempre está clara la magnitud tomada para los mismos, por ejemplo si se refiere a costos del tratamiento en sentido estricto o incluye otras obras inducidas, los impuestos y su valor, la inflación y otros (Benedetti, 2006; Peña y Mara, 2004; Rousseau *et al.*, 2008). Otros factores importantes referidos al costo en la literatura son: (1) la economía de escala, pues unidades de tratamiento más grandes tienden a ser relativamente más baratas por persona equivalente (PE) o por m³ de agua residual tratada, aunque es obvio que los costos totales serán menores a menor escala (Kadlec y Knigh, 1996; Rousseau *et al.*, 2008), (2) el costo de remoción del sistema después de su vida funcional, que actualmente se estima en alrededor de 20 años, el cual es incierto, (3) los costos de operación y mantenimiento para tratamiento terciario son menores que para tratamientos secundarios, los requerimientos de personal capacitado son bajos, el consumo de energía- si lo hay- está relacionado con el bombeo, los productos químicos son raramente utilizados,

los costos principales de mantenimiento y operación están relacionados con la inspección, la limpieza del área y de las instalaciones hidráulicas, principalmente.

Doby (2004), supone y demuestra que un diseño más fiable puede ser encontrado a un más bajo costo y más bajo percentil de flujo.

Para el cálculo de los costos de construcción de sistemas naturales, que normalmente incluyen los trabajos civiles y mecánicos, edificios, diseños ingenieros, supervisión, costos de puesta en marcha y capital de trabajo, se emplea frecuentemente la expresión del tipo:

$$y = a \cdot x^b \quad (1.28)$$

donde:

y = costo;

x = población servida o volumen de la unidad de tratamiento;

a y b son constantes calculadas; Costa and Medri, en Peña y Mara (2004); Tsagarakis *et al.* (2003).

1.5.2 Métodos de consideración de los efectos intangibles en evaluación social de proyectos

Todo proyecto de inversión genera efectos o impactos de naturaleza diversa, directos, indirectos, externos e intangibles. Estos últimos rebasan con mucho las posibilidades de su medición monetaria y sin embargo no considerarlos resulta pernicioso por lo que representan en los estados de ánimo y definitiva satisfacción de la población beneficiaria o perjudicada.

Aunque el propósito de esta tesis no es la evaluación de proyectos, se realiza una evaluación de las alternativas de diseños de tratamientos naturales del agua residual urbana, para los que se aplica la metodología basada en la medida de preferencia de decisión para la inversión (MPDI), con la incorporación de efectos intangibles (Sánchez, 2005).

En la valoración económica pueden existir elementos perceptibles por una comunidad como perjuicio o beneficio, pero que al momento de su ponderación en unidades monetarias, sea imposible o altamente difícil materializarlo. En la economía contemporánea se hacen intentos, por llegar a aproximarse a métodos de medición que aborden los elementos cualitativos, pero siempre supeditados a una apreciación subjetiva de la realidad.

No contemplar lo subjetivo o intangible presente en determinados impactos de una inversión puede alejar de la práctica la mejor recomendación decisional, por lo que es conveniente intentar alguna metódica que inserte lo cualitativo en lo cuantitativo (Sánchez, 2005).

La valoración de los efectos intangibles no tiene un esquema rígido y de hecho presenta graves dificultades metodológicas. Estos tipos de efectos poseen alto contenido de subjetividad, por lo que una aplicación de la metodología propuesta por Sánchez (2005) puede ayudar a su implicación en el

análisis. Para la aplicación de este método, se consideran los aspectos subjetivos junto a los aspectos de carácter objetivo medidos en las variantes de proyecto para tener un indicador mixto en el cual se conjuguen ambas dimensiones: tangibles e intangibles.

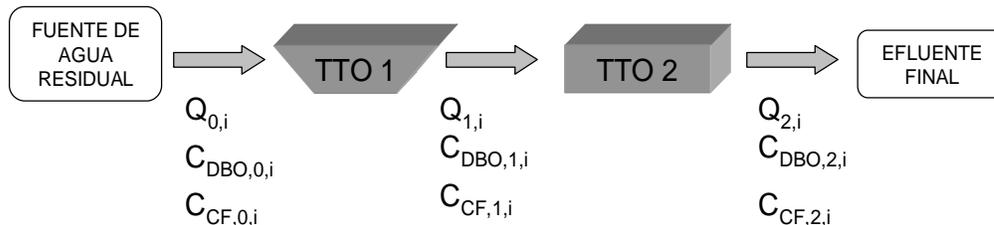
Conclusiones del Capítulo I

1. Los modelos racionales, basados en una cinética de primer orden y de estado estacionario siguen siendo los más empleados en la actualidad; estando los modelos mecanicistas o fenomenológicos y dinámicos – para intervalos de tiempo de un día o menor - aún en una fase prematura;
2. Los modelos de flujo disperso para LFPs y de flujo de pistón para estanques de lemnáceas son los de mayor uso y aceptación;
3. El diseño tradicional determinístico tiende a ser sobredimensionado – costoso - por el uso subjetivo de márgenes o factores de seguridad, lo cual no necesariamente conlleva a un tratamiento más eficiente de las aguas residuales;
4. La incorporación de los conceptos de incertidumbre y variabilidad a los datos de entrada de modelos tradicionales – parámetros y variables – permite simular un tratamiento dinámico – para intervalos de tiempo en el modelo del orden del tiempo de retención o superiores - y estocástico – mediante la simulación aleatoria de parámetros y variables -de estos procesos;
5. Existen varios enfoques para el procesamiento estocástico de la incertidumbre y variabilidad y su aplicación en la evaluación del funcionamiento o el diseño de tecnologías de tratamiento de aguas residuales;
6. Los valores de las constantes cinéticas reportadas en la literatura, para los modelos de flujo disperso en LFPs y de flujo de pistón en ELAs, son muy variables y en muchos casos no se reporta toda la información relacionada con las condiciones ambientales y métodos empleados para su obtención;
7. La inclusión de factores intangibles permite una mejor evaluación económica de alternativas de tratamientos.

CAPÍTULO II. PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO GENERAL PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN ESTOCÁSTICOS DE UNIDADES INDEPENDIENTES Y SISTEMAS COMBINADOS DE TRATAMIENTOS NATURALES DE AGUAS RESIDUALES

En este Capítulo se desarrolla un procedimiento metodológico general para el diseño y evaluación estocástica, bajo incertidumbre y variabilidad, de unidades independientes y sistemas combinados de tratamientos naturales de aguas residuales, estableciéndose las condicionantes requeridas para su aplicación.

Antes de pasar al desarrollo del procedimiento metodológico general propuesto es conveniente establecer la configuración de un sistema combinado y la simbología empleada en este trabajo (Figura II.1). El flujo se representa por (Q), las concentraciones de la demanda bioquímica de oxígeno por (C_{DBO}) y de coliformes fecales por (C_{CF}). El subíndice 0 se refiere al afluente del primer tratamiento, el subíndice 1 al efluente del primer tratamiento y el subíndice 2 se refiere al efluente del segundo tratamiento; mientras que, el subíndice i se refiere a cada dato del conjunto de n datos aleatoriamente simulados, en cada caso. Para una sola unidad de tratamiento natural, el esquema resultante es una simplificación del representado; pudiéndose sustituir los subíndices 0 por Af para el agua residual afluente y 1 por Ef para el agua residual efluente a la unidad de tratamiento. De igual forma, para sistemas ternarios o con más unidades de tratamiento se mantiene la lógica en el sistema de símbolos.



II.1. Esquema general de un sistema combinado binario y simbología empleada

2.1 Premisas teóricas del procedimiento propuesto

El estado del arte actual del diseño de los diversos tipos de tratamientos naturales son los modelos racionales o simplificados basados en el tipo de flujo hidráulico, cinética de primer orden y el estado estacionario. Modelos de predicción para variaciones horarias o diarias están aún en un estado prematuro, siendo escasos los reportados en la literatura (Rousseau *et al.*, 2008).

La alta complejidad de los modelos mecanicistas, con elevado número de parámetros a ajustar y que requieren de medios de cómputo muy potentes, ha limitado su empleo, prácticamente, a trabajos puramente investigativos (Jeppsson, 1996; Harmand *et al.*, 2008).

En este trabajo solo se aplican los modelos de simulación de tecnologías naturales basados en la DBO₅ y los CF, debido a estos son los dos constituyentes del agua residual más empleados para el diseño de LFPs y ELAs y para los que existen modelos matemáticos de probada eficacia.

Desde el punto de vista estocástico, las concentraciones de los componentes contaminantes y del flujo de agua residual, tanto afluente como efluente a cada unidad de tratamiento, son del tipo vectorial, con n valores que responden a una determinada función de densidad de probabilidades (FDP) (Figura II.2).

La fiabilidad de un tratamiento independiente o sistema combinado de tratamientos naturales (F_{X_s}), determinado con respecto a un valor del límite máximo permisible de la concentración de un constituyente dado en el efluente final (X_s), es el valor de la frecuencia en la curva de distribución acumulativa, para dicha concentración límite (X_s) en el efluente final. Así, por ejemplo, para garantizar una fiabilidad del 90 % en el proceso de tratamiento, debe cumplirse que (Figura II.2):

Si $F_{X_s} = 90 \%$, entonces: $X_s = C_{DBO,Ef}^{90}$;

donde:

$C_{DBO,Ef}^{90}$ = percentil del 90 % para la concentración de DBO₅ en el agua residual efluente de la unidad de tratamiento.

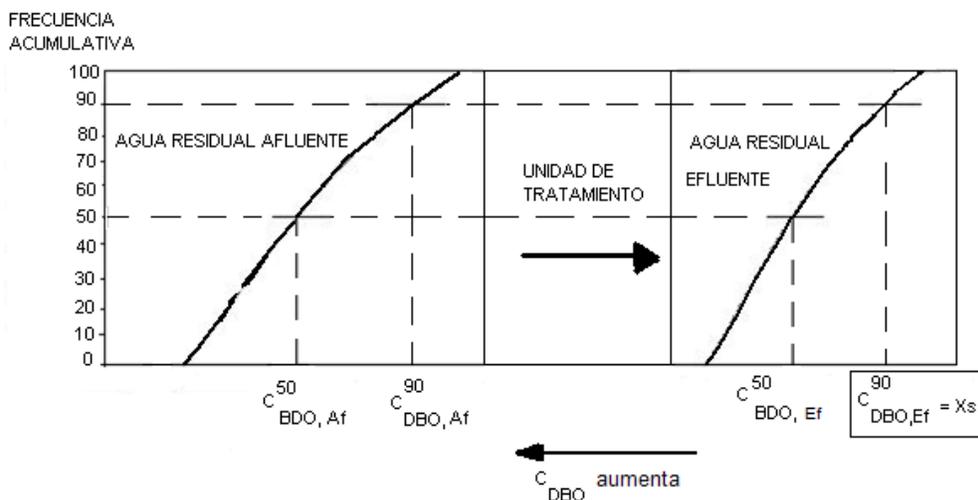


Figura II.2. Representación gráfica del carácter aleatorio de las variables de entrada y salida a la unidad de tratamiento natural

Simbología empleada en la Figura II.2:

$C_{\text{DBO},\text{Af}}^{50}$ y $C_{\text{DBO},\text{Af}}^{90}$ = percentiles del 50 y 90 % para la concentración de DBO_5 en el agua residual afluente a la unidad de tratamiento, respectivamente;

$C_{\text{DBO},\text{Ef}}^{50}$ y $C_{\text{DBO},\text{Ef}}^{90}$ = percentiles del 50 y 90 % para la concentración de DBO_5 en el agua residual efluente a la unidad de tratamiento, respectivamente;

X_s = concentración máxima permisible en la norma de vertimiento.

La definición del valor del límite máximo permisible de concentración (X_s) es importante, pues la fiabilidad del proceso está referida al valor tomado para la concentración máxima permisible, influyendo también sobre el resultado del diseño estocástico realizado.

En el diseño estocástico de una unidad independiente o de la última unidad de un sistema combinado X_s viene definido por la correspondiente norma de vertimiento o por la calidad exigida al efluente para su reutilización (riego, piscicultura u otra). Sin embargo, en el diseño estocástico de sistemas combinados, existe la opción de tomar, para evaluar la fiabilidad de todas las unidades de tratamiento, el mismo valor del límite máximo permisible de la concentración del constituyente dado para el efluente final o tomar valores diferentes de X_s para el efluente de cada unidad de tratamiento. En el procedimiento metodológico propuesto se recomienda emplear un único valor de X_s , el límite máximo permisible de la concentración del constituyente exigido para el efluente final.

En Cuba, predomina el empleo de los procedimientos tradicionales de diseño, donde se emplean subjetivamente márgenes o factores de seguridad y constantes cinéticas tomadas de la literatura científica sobre las que existe un alto nivel de incertidumbre, lo que produce diseños sobredimensionados y poco fiables. Esta situación, es un punto de partida para el desarrollo del procedimiento metodológico general que se propone, ya que su aplicación permite mejorar la calidad y fiabilidad del diseño del tratamiento natural de aguas residuales, con respecto a los procedimientos tradicionalmente empleados.

2.2 Procedimiento metodológico general propuesto

Las principales consideraciones presentes en la concepción del procedimiento metodológico general propuesto son:

1. Se utiliza un enfoque de sistemas, basado en las interacciones entre los componentes en cada sistema;
2. Se cumplen las leyes generales de conservación y el principio de continuidad;

3. Se puede utilizar tanto para el diseño de unidades independientes como para sistemas combinados de tratamientos naturales;
4. Se aplican instrumentos matemáticos y estadísticos, así como programas de simulación matemática, que facilitan la aplicación del procedimiento metodológico, aportándole, a su vez, mayor valor;
5. Se corresponde con la política del estado para la reducción de la carga contaminante vertida al medio ambiente.

La estructura del procedimiento metodológico general propuesto se muestra en la Figura II.3. Su aplicación se inicia con el procedimiento metodológico específico para la simulación estocástica del agua residual y de las tecnologías naturales de tratamiento, para la posterior aplicación de los procedimientos específicos de evaluación del funcionamiento o de diseño estocásticos, según el caso.

El diagrama heurístico simplificado del procedimiento metodológico general se muestra en la Figura II.4. Una breve descripción de sus componentes se expone a continuación:

1. Procedimiento metodológico específico para simulación estocástica de agua residual y de las tecnologías naturales de tratamiento del flujo, que aplica una de las siguientes alternativas: a) la conversión de modelos estáticos y determinísticos, de probada validez práctica, en modelos dinámicos y estocásticos mediante la incorporación de incertidumbre alrededor de los valores medios de los parámetros asumidos en el modelo principal y los sub modelos empleados; o b) la aplicación de procedimientos para la generación de datos aleatorios de las variables de entrada (Método de Monte Carlo), a partir de las funciones de densidad de probabilidades de las variables de flujo y concentraciones en el agua residual dada;
2. Procedimiento metodológico específico para el diseño estocástico de tratamientos naturales de aguas residuales, que se implementa a partir de los datos vectoriales de flujo y concentraciones generados por los correspondientes modelos dinámicos y estocásticos de simulación de estas tecnologías naturales (en el primer procedimiento). Este procedimiento incluye además la determinación de los costos de inversión y de las funciones de costos; así como una metodología para la evaluación de variantes de inversión con la inclusión de factores intangibles.

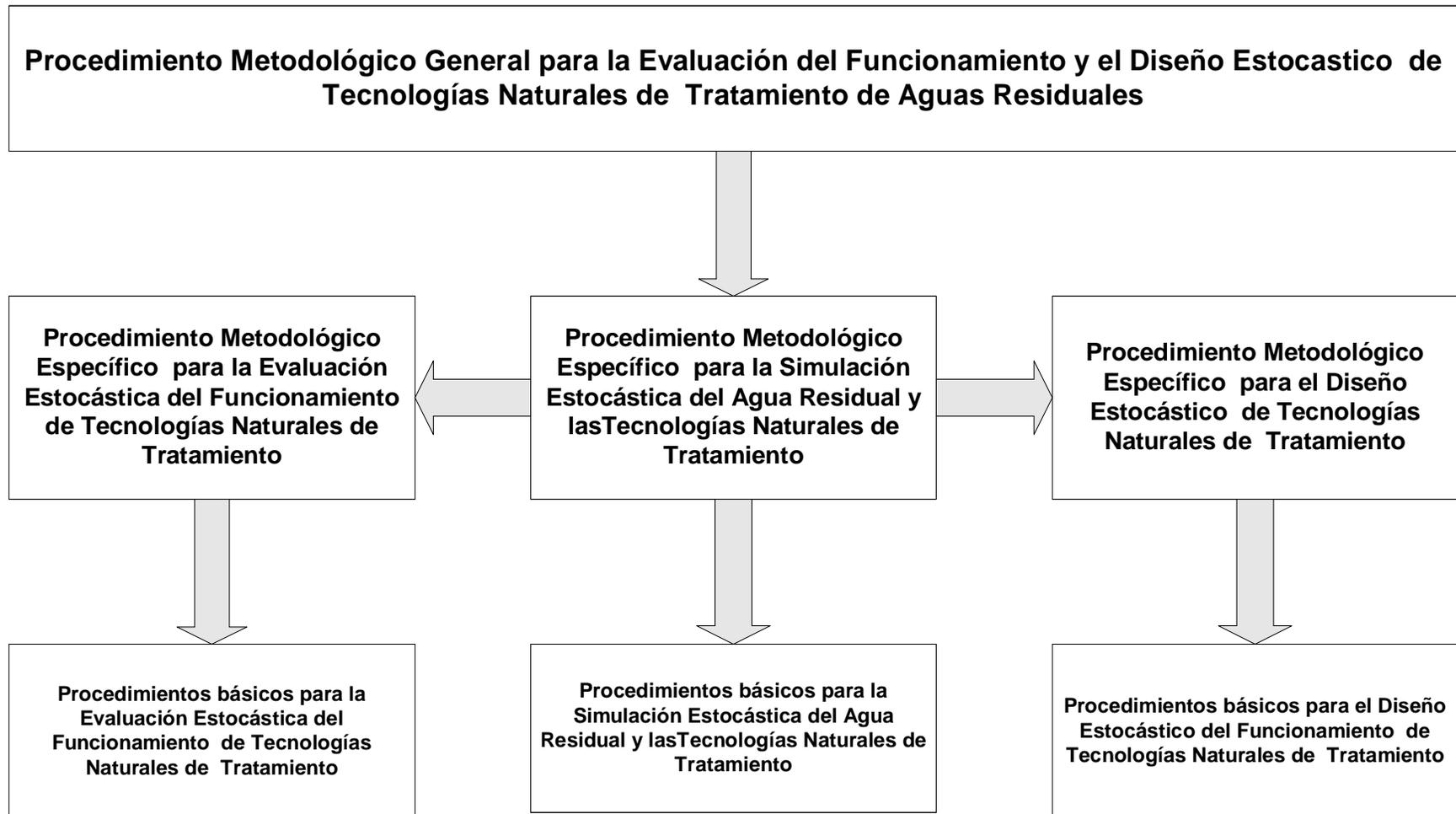


Figura II.3. Estructura del Procedimiento Metodológico General para el Diseño y la Evaluación Estocásticos de Tecnologías Naturales de Tratamiento

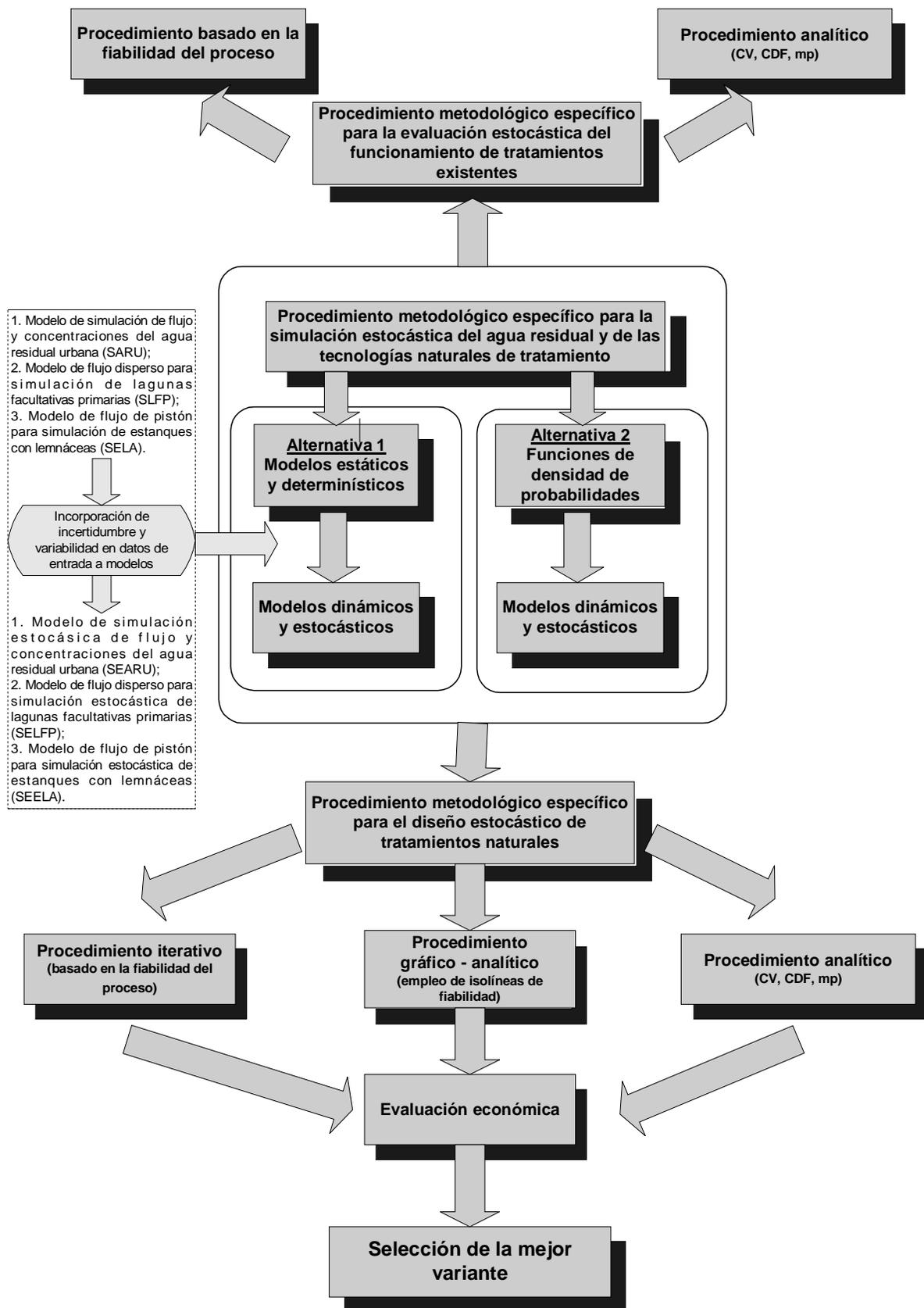


Figura II.4. Diagrama heurístico simplificado con los principales componentes del procedimiento metodológico general propuesto

3. Procedimiento metodológico específico para la evaluación estocástica del funcionamiento de tecnologías naturales en explotación. En el caso de nuevos diseños, este procedimiento se emplea también para la evaluación “a priori” de su funcionamiento. Estas alternativas se ejecutan a partir de los datos simulados en el primer procedimiento

2.2.1 Procedimiento metodológico específico para la simulación estocástica del flujo y la composición del agua residual y de las unidades de tratamiento del sistema considerado

Este procedimiento metodológico busca la simulación de las características del flujo y la composición del agua residual a lo largo del sistema de tratamiento considerado, partiendo de la simulación de las características del agua residual afluyente al primer tratamiento, que en este trabajo se trata del agua residual urbana, y continuando con la simulación estocástica de los procesos de tratamiento incluidos en el sistema a diseñar o evaluar.

Las consideraciones generales y suposiciones presentes en el desarrollo de este procedimiento específico son:

1. Todo valor escalar de un parámetro o de una variable de entrada a los modelos tiene asociado un nivel de incertidumbre, cuya magnitud depende de la calidad del dato en cuestión (ver epígrafe 2.2.1). Los valores bajo incertidumbre cumplen con una distribución normal;
2. Modelos racionales o simplificados basados en el tipo de flujo hidráulico, cinética de primer orden y el estado estacionario, pueden ser utilizados para la predicción de variaciones en el tiempo, siempre que el intervalo de tiempo tomado sea superior al tiempo de retención hidráulico del proceso en cuestión;
3. El procedimiento es aplicable a cualquier componente del agua residual; sin embargo, como se explica en el epígrafe 2.1, principalmente se trabajan los modelos de simulación de unidades de tratamiento basados en la DBO_5 y eventualmente, en los CF;
4. Se utilizan los percentiles 1 y 99 en las curvas de distribución acumulativas de las concentraciones de salida de DBO_5 y CF, como límites inferior y superior, para el truncado de los datos simulados; el percentil 50 por representar el valor medio de la distribución normal y el percentil 90 por ser asumida, por defecto, una fiabilidad del 90 %;
5. Las concentraciones de DBO_5 y CF cumplen bien con una distribución normal o con una lognormal.

La aplicación de este procedimiento requiere de la determinación de los parámetros propios de cada modelo, lo que implica el aporte de nueva información. En el caso de la simulación del agua residual, son determinadas las tasas de aporte per cápita diaria; en el caso del modelo de flujo disperso para LFPs, son determinados el número de dispersión y las constantes cinéticas

de remoción de DBO_5 y de CF; mientras que para el caso de ELAs, son determinadas experimentalmente las constantes cinéticas de remoción de DBO_5 y de CF para el modelo de flujo de pistón (Sánchez y Coral, 2009).

En los casos con datos, se determinan las FDPs de la composición del agua residual afluyente y efluente de tecnologías en funcionamiento, lo que permite la generación de series o vectores de datos de mayor tamaño para el procesamiento estocástico de la información. Para el caso de las LFPs existentes en Villa Clara, son obtenidas las FDPs de varios componentes del agua residual, afluyente y efluente de las mismas. Para el diseño estocástico, se emplean principalmente las FDPs para la DBO_5 y los CF; mientras que, para la evaluación estocástica del funcionamiento de unidades de tratamiento, se emplean las FDPs disponibles de otros constituyentes del agua residual, como DQO, SST, NT y PT.

Un modelo de simulación estocástica del agua residual urbana, típica de la región central de Cuba; así como, modelos de simulación estocásticos de las LFPs y ELAs, son también resultados de este primer procedimiento metodológico específico.

Las etapas de este primer procedimiento metodológico específico son:

1. Determinación de las características del flujo y la composición del agua residual a tratar (afluyente al sistema de tratamiento), a partir de datos observados o mediante su estimación con un modelo matemático basado en las tasas de aportes per cápita;
2. Simulación estocástica del flujo y la composición del agua residual a tratar a partir de las FDPs o mediante la aplicación de modelo de simulación estocástica correspondiente, bajo incertidumbre y variabilidad en datos de entrada (ver epígrafes 2.2.1.1 y 2.2.1.2);
3. Definición de los métodos de tratamientos naturales que se utilizarán;
4. Definición de los modelos y sub modelos a emplear para cada tipo de tecnología natural. En el único caso de la evaluación del funcionamiento de tecnologías existentes, cuando hay suficientes datos del flujo y la composición del agua residual efluente, estas últimas variables pueden ser simuladas a partir de las correspondientes FDPs (ver epígrafe 2.2.1.2) no siendo necesaria la simulación del proceso;
5. Para cada unidad de tratamiento considerada se procede de este modo:
 - a. Definición – de forma experimental o tomados de la literatura - de los diversos parámetros del modelo correspondiente (por ejemplo, constantes cinéticas, tasas de aportes per cápita y número de dispersión) y asignación del nivel de incertidumbre asociado a los mismos;
 - b. Fijar, o tomar por defecto, los valores de otras variables (por ejemplo: la temperatura, la relación largo:ancho y la profundidad de la unidad de tratamiento). Estas pueden

- ser empleadas de forma escalar o vectorial en el modelo estocástico, según se consideren o no magnitudes bajo incertidumbre y variabilidad;
- c. Realizar el dimensionamiento preliminar de la unidad de tratamiento, generalmente a partir de submodelos empíricos de carga orgánica o hidráulica;
 - d. Aplicación del modelo correspondiente al tratamiento bajo incertidumbre y variabilidad en datos de entrada (ver epígrafes 2.2.1.1 y 2.2.1.2). Se obtiene una serie de n datos – por defecto 1000 - de flujo y concentraciones de DBO_5 y CF en el efluente del tratamiento, para las condiciones preliminares de diseño de la unidad de tratamiento dada;
 - e. Procesamiento estadístico del vector de datos de salida de las concentraciones de DBO_5 y CF del tratamiento. Determinación de los percentiles 1, 50, 90 y 99 en la curvas de de distribución acumulativas de las concentraciones de DBO_5 y CF;
 - f. Se continúa con los procedimientos metodológicos específicos para de diseño estocástico (ver epígrafe 2.2.2) o la evaluación estocástica (ver epígrafe 2.2.3), según el caso.

Los procedimientos empleados para la incorporación de incertidumbre a los valores de los parámetros de entrada a los modelos – y submodelos - empleados y para la simulación estocástica de variables a partir de su correspondiente FDP son:

2.2.1.1 Procedimiento para la incorporación de incertidumbre a los parámetros de entrada a los modelos y sub modelos empleados

Las magnitudes asumidas de los diferentes parámetros de entrada a los modelos, como las constantes cinéticas de remoción, tasas de aportes per cápita diarias y otras están sujetas a incertidumbre. Los valores de estos parámetros, tomados de la literatura o determinados experimentalmente, son asumidos como valores medios, sobre los que existe un determinado nivel de incertidumbre. La asignación de porcentajes de incertidumbre sobre estos valores medios permite la generación de n valores teóricos de los mismos, que producen igual número de datos teóricos simulados de salida del modelo aplicado. Este porcentaje variable es denominado nivel de incertidumbre. Así, por ejemplo, un nivel de incertidumbre del 5 % para un parámetro con valor medio de 1,0 tiene un error estándar de 0,05, por tanto, todos los parámetros al mismo nivel de incertidumbre tienen el mismo error estándar relativo, Doby (2004).

Normalmente, la magnitud de la incertidumbre de parámetros y variables escalares se toma entre el 0 y el 30 %. Se toma un 10 % para los datos muy poco inciertos o muy apropiados, por lo general de fuente confiable (por ejemplo, el valor medio de una constante cinética obtenida

experimentalmente bajo condiciones similares a las de diseño o un valor medio de temperatura ambiental obtenido de fuente oficial); un 20 % para datos poco inciertos o apropiados, de fuentes aceptables (por ejemplo: el valor medio de un constante cinética tomada de la literatura y que es acompañada de suficiente información para considerar la validez de su empleo o el valor medio de una variable muy fluctuante como la población); y un 30 % para datos inciertos y dudosamente apropiados, de fuentes no confiables (por ejemplo, el valor de una constante cinética obtenida de fórmulas empíricas procedente de otras regiones climáticas o el valor medio del consumo de agua per cápita, muy incierto por las altas dificultades técnicas para su estimación).

A partir de un número aleatorio normalmente distribuido se genera un valor aleatorio, n_A . Se supone que los parámetros son independientes uno del otro, siendo generados valores aleatorios para cada uno. El valor bajo incertidumbre, X_{INC} , se calcula para un nivel dado de incertidumbre en cada iteración mediante la expresión:

$$X_{INC} = \bar{X} + ee n_A \quad (II.1)$$

donde:

\bar{X} = valor medio asumido de la literatura o determinado experimentalmente;

ee = error estándar para un determinado nivel de incertidumbre;

n_A = número aleatorio entre -1 y 1.

Una distribución normal truncada es asumida para los valores generados bajo incertidumbre. Si se generan valores negativos se procede a otro cálculo para generar un valor positivo.

2.2.1.2 Procedimiento para la simulación estocástica de variables a partir de su correspondiente FDP

En aquellos casos, donde se parte de las FDPs para la generación de datos aleatoriamente simulados de la composición del agua residual, se procede como se expone a continuación:

Se definen los valores normalizados (z_{x_i}) o ($z_{\ln x_i}$) de la variable X_i mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Distribución normal} \quad z_{x_i} = \frac{(x_i - \bar{x})}{s(x)} \quad (II.2)$$

$$\text{Distribución lognormal} \quad z_{\ln x_i} = \frac{(\ln x_i - \overline{\ln x})}{s(\ln x)} \quad (II.3)$$

para $i = 1, 2, 3, \dots, n$ iteraciones (normalmente días de operación).

donde:

X_i = valor de la variable (X) para cada iteración, en caso de distribución normal de los datos;

$\ln x_i$ = valor del logaritmo neperiano de la variable (X_i), para el caso de una distribución log normal de los datos.

Z_{x_i} = valor normalizado de la variable X_i , con distribución normal de media=0 y desviación estándar=1.

$Z_{\ln x_i}$ = valor normalizado de la variable $\ln X_i$, con distribución normal de media=0 y desviación estándar=1.

\bar{X} = valor medio de la variable (x), en caso de distribución normal;

$(\overline{\ln x})$ = valor medio del logaritmo neperiano de la variable (x), en caso de distribución log normal;

$s(x)$ = desviación estándar de (x), en caso de distribución normal;

$s(\ln x)$ = desviación estándar del logaritmo neperiano de la variable (x), para el caso de distribución log normal.

Los valores de (X_i) son determinados mediante la ecuación (II.4) para el caso de una distribución normal:

$$x_i = Z_{x_i} \cdot s(x) + \bar{x} \quad (II.4)$$

Los valores de Z_{x_i} y de $Z_{\ln x_i}$ son generados aleatoriamente; en Microsoft Excel mediante la función (= Distr.Norm.Inv (Aleatorio();0;1)) y en el programa Stella 9.1 mediante la función Normal(0,1).

En el caso de una distribución log normal, los valores de (X_i) son determinados mediante la ecuación (II.5):

$$x_i = e^{(\ln x_i)} = e^{(z_i \cdot s(\ln x) + \overline{\ln x})} \quad (II.5)$$

Los datos de las concentraciones de los componentes del agua residual o los valores de sus correspondientes logaritmos naturales, para el caso de distribuciones lognormales, ambos, se ajustan a la distribución de probabilidades normal; siendo ambos casos, muy frecuentemente reportados en la literatura (Von Sperling, 1999a; Doby, 2004; Huo, 2005; Zimmo, 2003; Olivera y von Sperling, 2007). Sin embargo, la distribución Normal tiene la dificultad, por un lado, que permite valores negativos, los que no tienen sentido para el caso de concentraciones, parámetros estequiométricos y constantes cinéticas; mientras que además, puede producir valores positivos extremos, muy altos o muy bajos, verdaderamente ilógicos en la realidad. El

uso de distribuciones normales truncadas es una forma de solucionar esta dificultad (Doby, 2004; Huo, 2005). En este procedimiento se desechan los valores de las concentraciones menores que la concentración correspondiente al percentiles, del 1 % o mayores que la del 99%, de la FDP dada.

Una representación esquemática de la incorporación de la incertidumbre y la variabilidad a los modelos estáticos y determinísticos, dentro del procedimiento general empleado, se muestra en la Figura II.5.

2.2.2 Procedimiento metodológico específico para el diseño estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales

El diseño estocástico de unidades independientes o sistemas combinados de tratamientos naturales permite obtener diseños de procesos de tratamiento, para la magnitud deseada de la fiabilidad, a partir de los vectores de datos simulados en el procedimiento anterior (epígrafe 2.2).

Se incluyen las siguientes variantes para el diseño estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales (Figura II.6):

1. Procedimiento iterativo basado en la fiabilidad del proceso de tratamiento;
2. Procedimiento gráfico – analítico mediante el cual se construyen las isolíneas de fiabilidad, las que son empleadas para el diseño;
3. Procedimiento analítico que, asumiendo distribución lognormal de las variables de flujo y concentraciones del agua residual, permite determinar los denominados coeficientes de fiabilidad (CDF) y las concentraciones de proyecto (m_p) de los componentes en el agua residual efluente del tratamiento. Las concentraciones de proyecto pueden ser utilizadas para el diseño tradicional – determinístico - de tecnologías naturales de tratamiento debido a que tienen incorporado un margen de seguridad de tipo probabilístico.

Aún cuando se pueden aplicar de forma alternativa, las variante presentan diferentes niveles de complejidad para su aplicación. El procedimiento gráfico-analítico es el de más fácil aplicación, seguido del analítico y el iterativo, siendo este último el de mayor complejidad.

Como resultado de la aplicación de este procedimiento metodológico específico se obtienen diseños estocásticos de unidades o sistemas de tratamiento de aguas residuales basados en nuevos conceptos no tradicionalmente aplicados en Cuba para el diseño como son la fiabilidad del proceso de tratamiento, los coeficientes de fiabilidad y las concentraciones de proyecto; además, se introduce un nuevo método gráfico – analítico para el diseño estocástico de las tecnologías naturales de tratamiento.

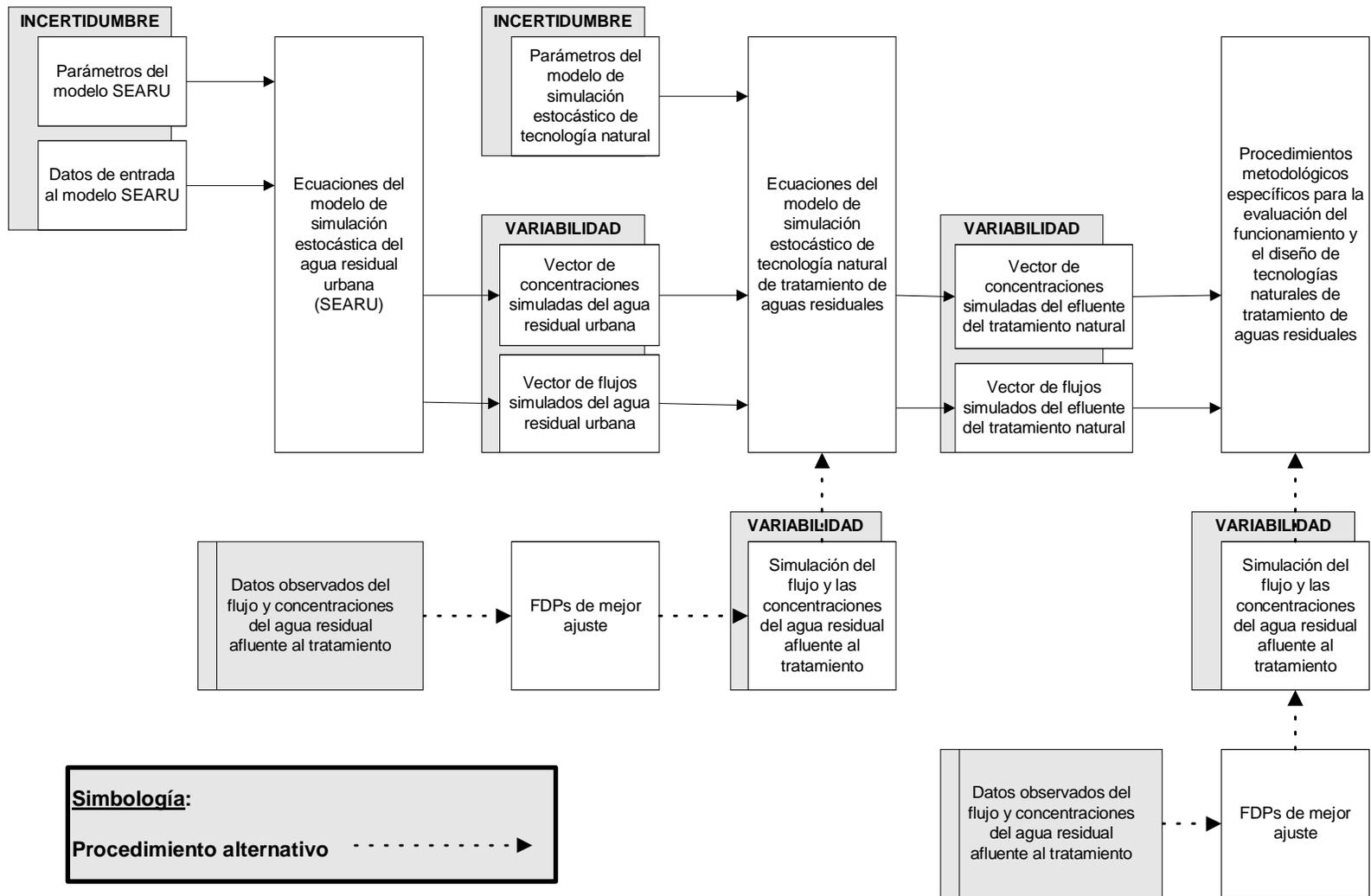


Figura II.5. Representación esquemática del procedimiento para la incorporación de la incertidumbre y variabilidad a modelos estáticos y determinísticos

2.2.2.1 Procedimiento iterativo basado en la fiabilidad del proceso de tratamiento

La fiabilidad deseada en el proceso diseñado se puede lograr mediante un proceso iterativo, donde se mueven los parámetros de diseño hasta la obtención de la fiabilidad deseada para el proceso. Los parámetros de diseño son inicialmente establecidos con el auxilio de modelos empíricos (Figura II.6) (Mara, 1997; Mara, 2008; MinDesarrollo, 2000; Peña y Mara, 2004; TECSPAR, 2009).

En este procedimiento, alternativamente, se puede aplicar algún método de optimización para facilitar el camino hacia el diseño más apropiado. En este trabajo, se emplea el método Simplex Secuencial en el proceso de rediseño de LFPs existentes (Anexo 1).

2.2.2.2 Procedimiento gráfico – analítico

En este caso, la fiabilidad deseada se logra a partir del procesamiento gráfico-analítico de los datos correspondientes de:

1. La “fiabilidad a priori” o “fiabilidad esperada”, obtenida a partir de la simulación estocástica del proceso de tratamiento bajo diseño;
2. Las concentraciones del constituyente en el agua residual afluyente - por ejemplo $C_{DBO, Af}$;
3. El rango de valores del tiempo de retención del proceso simulado, teóricamente aceptado como adecuado.

El procesamiento gráfico-analítico se basa en la construcción de dos tipos de gráficas, a partir de los datos antes mencionados, obtenidas de la aplicación de los modelos de simulación, correspondientes al tratamiento bajo diseño, para condiciones diferentes, todas dentro del escenario en consideración. Los dos tipos de gráficas a construir son:

- Gráfica Tipo I. Series de curvas que relacionan la fiabilidad del proceso - con respecto al valor establecido para el límite máximo permisible en la norma de vertimiento - con la magnitud de la concentración en el afluyente a dicha unidad de tratamiento. Se obtiene, así, una curva para cada valor evaluado del tiempo de retención (T_R) del proceso bajo diseño. En otras palabras, son curvas que representan la relación entre la concentración del constituyente dado en el agua residual afluyente y la fiabilidad del proceso, para cada valor del tiempo de retención hidráulico (Figura II.7a).

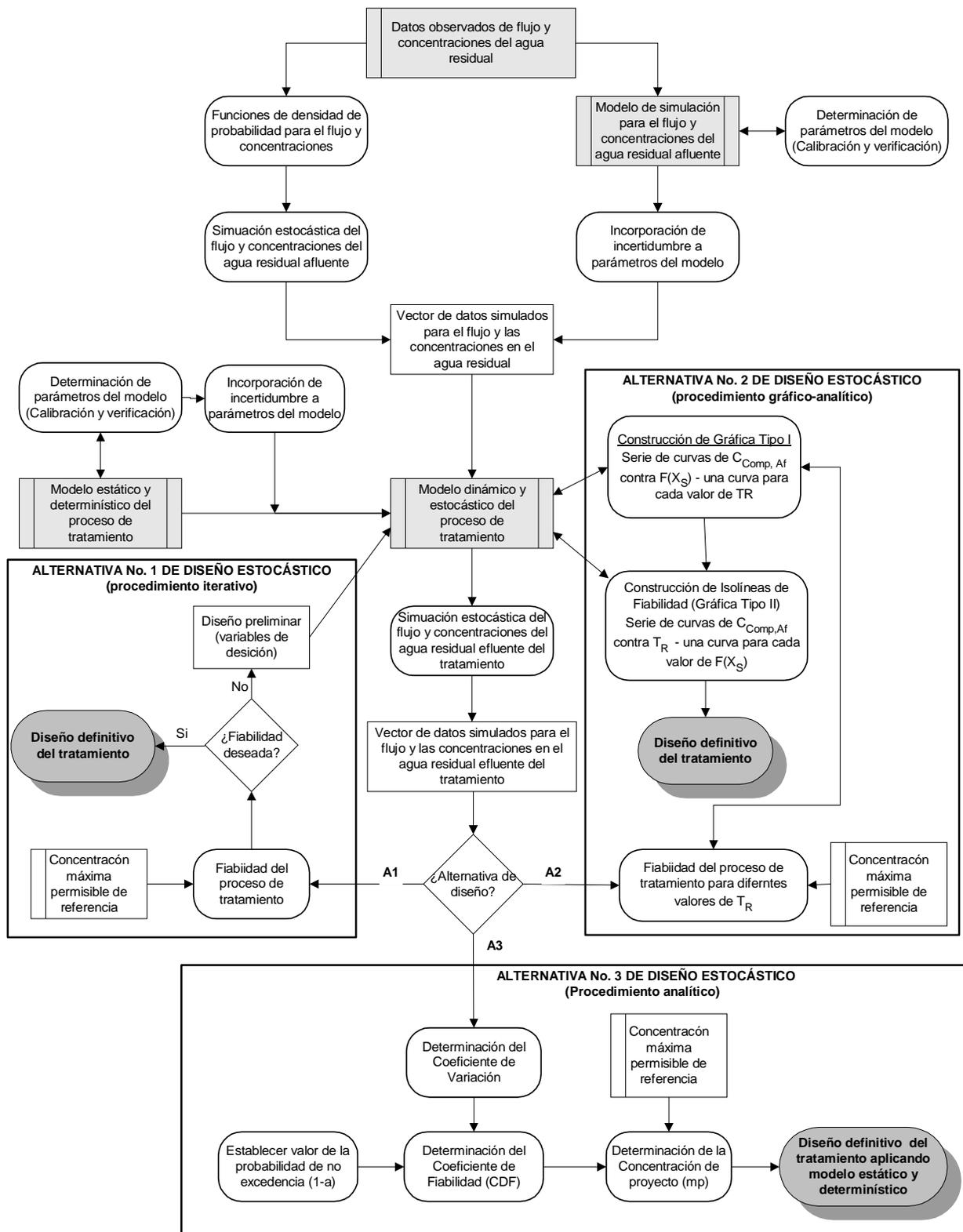
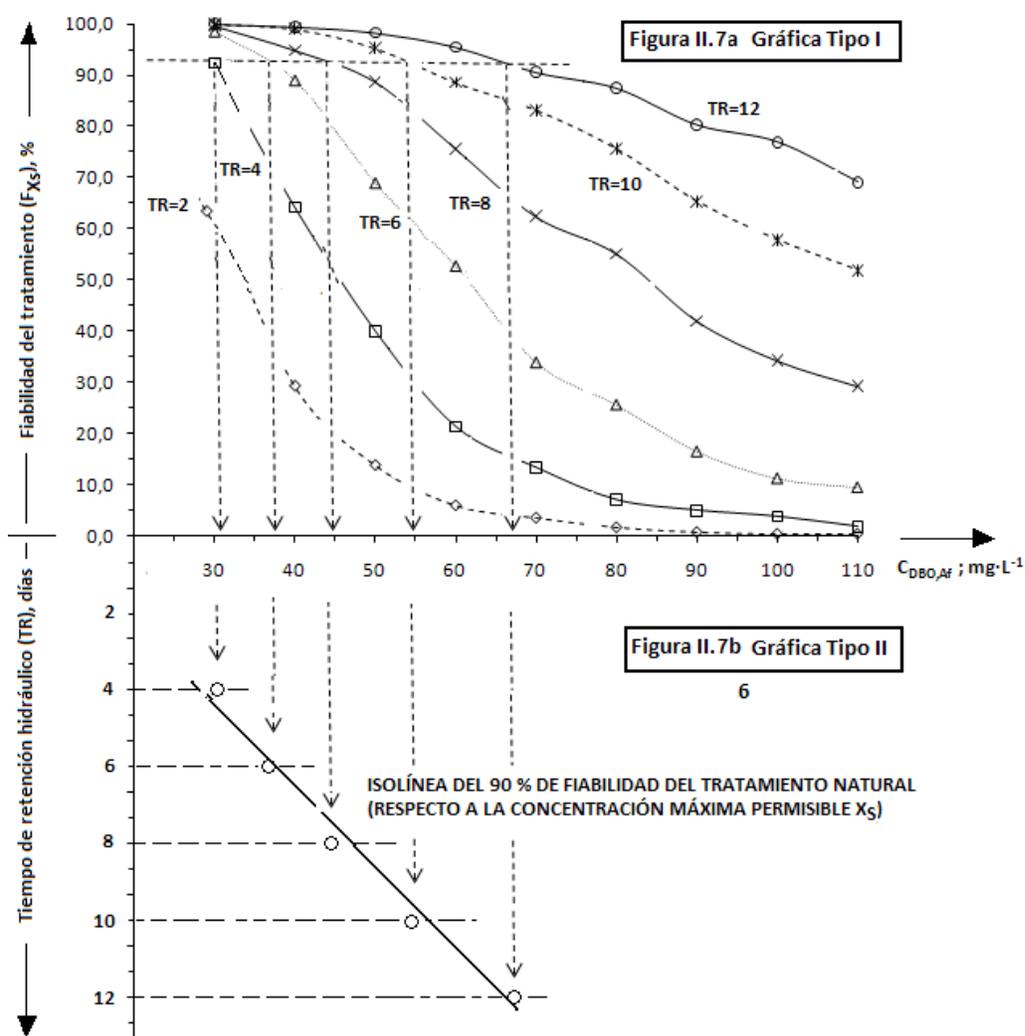


Figura II.6. Diagrama heurístico del procedimiento para el diseño estocástico de tratamientos naturales

- Gráfica Tipo II.** Se construye a partir de la Gráfica Tipo I, interpolando para el valor de fiabilidad deseado, por ejemplo del 90 %. Se obtiene así un conjunto de pares de valores del tiempo de retención del proceso con la concentración en el afluente correspondiente. Con este conjunto de pares de valores, se construye la gráfica de T_R contra $C_{DBO, Af}$; y se ajusta el modelo lineal correspondiente. Las líneas obtenidas se denominan isolíneas de fiabilidad (líneas que representan la relación entre el tiempo de retención necesario en el proceso y la concentración del constituyente dado en el agua residual afluente, para iguales fiabilidades del tratamiento, con respecto a un valor máximo permisible en el efluente, F_{X_5}) (Figura II.7b).



Figuras II.7a y 7b. Gráficas Tipo I y Tipo II del procedimiento de diseño Gráfico-Analítico de diseño estocástico de unidades de tratamiento

Las etapas de este procedimiento son:

1. Determinación del comportamiento del flujo y la concentración del constituyente empleado para el diseño, en el agua residual a tratar (afluente al tratamiento);
2. Se definen los valores correspondientes a los percentiles del 1y 99 %, los que son empleados para definir el rango de concentraciones a utilizar para la construcción de las gráficas típicas. Esta información se obtiene del procedimiento específico anterior (epígrafe 2.2);
3. Definición del método de tratamiento natural a diseñar;
4. Establecer criterios de diseño propios de la tecnología de tratamiento a diseñar, principalmente del tiempo de retención hidráulico, para el cual deben tomarse valores uniformemente distribuidos en el rango aceptado como apropiado para la tecnología;
5. Definición de los modelos y submodelos a emplear para simular el proceso de tratamiento;
6. Definición – de forma experimental o tomados de la literatura - de los diversos parámetros del modelo correspondiente y asignación del nivel de incertidumbre asociado a los mismos;
7. Fijar, o tomar por defecto, los valores medios de otras variables como la temperatura, la relación largo:ancho y la profundidad de la unidad de tratamiento. Estas pueden ser empleadas de forma escalar o vectorial en el modelo, según se consideren o no magnitudes bajo incertidumbre o variabilidad;
8. Se define el valor del límite máximo permisible (X_S), a emplear de referencia para la determinación de la fiabilidad;
9. Se corre el modelo estocástico para el tratamiento dado, para diferentes valores puntuales de $C_{DBO, Af}$ en cada valor de T_R – tomados estos de forma determinística – y se construye una serie de curvas (una curva para cada valor diferente del tiempo de retención hidráulico del tratamiento) (Figura II.7a);
10. En la gráfica anteriormente construida, interpolando para el valor de fiabilidad deseado - por ejemplo del 90 % - se obtiene un conjunto de pares de valores de tiempo de retención del tratamiento (T_R) y la concentración $C_{DBO, Af}$; siendo T_R el tiempo de retención del tratamiento, que recibiendo un residual de concentración $C_{DBO, Af}$ (correspondiente a concentraciones para un determinado percentil del efluente del tratamiento) garantiza efluentes finales con valores de $C_{DBO, Ef}$ que cumplen el 90 % de las veces con la concentración máxima permisible (X_S) exigida o deseada.

11. Con el conjunto de pares de valores anteriormente obtenidos, se construye la gráfica de T_R contra $C_{DBO, Af}$; y se ajusta el modelo lineal correspondiente. La línea obtenida se puede denominar isolínea de fiabilidad (línea que garantiza iguales fiabilidades del tratamiento con respecto un valor máximo permisible de concentración, exigido o deseado, en el efluente, F_{X_S}) (Figura II.7b)
12. Repitiendo las etapas 9, 10 y 11, antes descritas, para diferentes niveles de fiabilidad – por ejemplo 80, 85, 95 y 99 % - obtendríamos una serie de isolíneas (así, para $F_{X_S} = 80, 85, 95$ y 99 %, siendo X_S el valor dado del límite máximo permisible tomado de referencia - por ejemplo, $30 \text{ mg DBO}_5 \cdot \text{L}^{-1}$) (se obtiene, entonces, una línea para cada valor de fiabilidad considerado en el tratamiento contra un único valor de X_S). Este conjunto de isolíneas de fiabilidad permite determinar la magnitud del tiempo de retención hidráulico, para el tratamiento, que garantiza que su efluente cumpla, con la fiabilidad deseada respecto a una determinada concentración máxima permisible (X_S). Evidentemente, para otro valor de X_S , debe repetirse el proceso a partir de la etapa 8.

2.2.2.3 Procedimiento analítico para el diseño estocástico

Este procedimiento analítico permite tanto la evaluación del funcionamiento como el diseño del tratamiento dado. El mismo fue desarrollado por (Niku *et al.*, 1979) y aplicado por (Olivera y von Sperling, 2007) y permite determinar los coeficientes de fiabilidad (CDFs) y los valores de las concentraciones medias de proyecto (m_P), que son interpretadas como las concentraciones a tomar, en el diseño determinístico, para que el efluente del tratamiento así diseñado cumpla con el nivel de fiabilidad deseado, con respecto al límite máximo de concentración exigida o deseada.

Este procedimiento analítico, que se basa en el supuesto de que las concentraciones del efluente de unidades de tratamiento de aguas residuales cumplen con una FDP del tipo lognormal, tiene como peculiaridad que las concentraciones de proyecto – valores escalares - son determinadas a partir de un análisis estocástico de las concentraciones del componente bajo estudio en el efluente del tratamiento dado (Figura II.6). De esta forma, al utilizar las concentraciones de proyecto en el diseño determinístico, se está introduciendo un factor o margen de seguridad, que incluye la variabilidad de la composición en el agua residual efluente del tratamiento.

El empleo de este procesamiento de los datos para la evaluación del funcionamiento de tecnologías de tratamiento, se describe en el ver epígrafe 2.4.2.

La aplicación de este procedimiento aporta las magnitudes de las concentraciones de proyecto, las que son recomendadas para el diseño de LFPs en la provincia de Villa Clara, mediante el modelo de flujo disperso.

2.2.2.4 Procedimiento para la evaluación y el análisis económico

El análisis económico se inicia con el establecimiento del costo de inversión de las tecnologías naturales de tratamiento y la determinación de las denominadas funciones de costos, que relacionan el costo de inversión con el volumen de la unidad de tratamiento permitiendo la estimación del costo de inversión a partir de las dimensiones de cada diseño. Establecidas las funciones de costos, es factible la evaluación técnico-económica individual de cada diseño basada en los índices costo de inversión-fiabilidad y costo de inversión–población servida ó la evaluación económico-social comparativa de diferentes variantes o alternativas de inversión con la aplicación de la metodología basada en la medida de preferencia de decisión para la inversión (MPDI), con la incorporación de efectos intangibles propuesta por Sánchez (2005). Este método, permite constatar que es posible y conveniente a los fines de seleccionar una alternativa de inversión, considerar los aspectos subjetivos o de naturaleza intangible así como los objetivos o calculables en términos monetarios como son los diferentes conceptos de costos asociados a las inversiones.

Dado que toda la evaluación económica depende del tipo de tecnología empleada, en este procedimiento solo se indican, de modo general, las etapas para su ejecución. En el epígrafe 3.1.4 puede verse con mayor detalle la aplicación este procedimiento a la evaluación técnico-económica individual de cada diseño existente; mientras que, en el epígrafe 3.3 puede verse su aplicación al diseño y la evaluación económico-social comparativa de diferentes variantes, para los tratamientos bajo estudio (LFPs y ELAs).

Los costos de inversión (C_i) propuestos incluyen los costos de: diseño, de asesoría, del terreno y de construcción de tecnologías naturales.

Las etapas para la determinación de las funciones de costo son:

1. Se calculan los costos de inversión para 10 ó más diseños con diferentes volúmenes uniformemente distribuidos dentro del rango previamente establecido en función de las características de la tecnología empleada,
2. Con estos datos, se ajusta la curva de $\log C_i$ contra $\log V$. De la ecuación de ajuste se extraen los coeficientes a y b de la función de costo, del tipo: $C_i = a \cdot V^b$.

La evaluación técnico-económica individual de cada diseño se realiza a partir del cálculo de los índices de costo-fiabilidad y costo-persona equivalente, para el proceso. Para su cálculo se

determinan la fiabilidad del proceso con respecto a la concentración máxima permisible exigida a sus efluentes y su costo a partir de la correspondiente función de costo. Estos índices reflejan claramente el costo por unidad porcentual de fiabilidad lograda y el costo por persona equivalente servida con el tratamiento y pueden ser tomados como criterios de evaluación de la calidad de diseños existentes y para definir nuevos diseños.

Para la evaluación comparativa económica-social de variantes o alternativas de inversión de diferentes tecnologías naturales o su combinación, se aplica la metodología basada en la medida de preferencia de decisión para la inversión (MPDI), con la incorporación de efectos intangibles (Sánchez, 2005). El enfoque planteado en esta metodología permite un análisis más integral de los aspectos tangibles e intangibles relacionados con cada diseño y su incidencia en la variante a recomendar.

2.2.3 Procedimiento metodológico específico para la evaluación del funcionamiento de tecnologías naturales en explotación

La evaluación del funcionamiento de las tecnologías naturales se realiza tradicionalmente de forma determinística. La eficiencia de remoción de los principales parámetros que caracterizan el agua residual y la comparación de los valores medios de las concentraciones en el efluente, con los valores máximos permitidos en la legislación ambiental vigente o los deseados por diseño, son los principales criterios de evaluación tradicionalmente utilizados.

El tratamiento estocástico (aleatorio) de la composición de las aguas residuales, afluente y efluente al tratamiento bajo estudio, permite introducir el concepto de fiabilidad, considerado como un criterio más fiable de la calidad del tratamiento de aguas residuales (Olivera y Von Sperling, 2008; Niku, 1979; Doby, 2004; Benedetti, 2006; Von Sperling, 1996a); permitiendo además, la evaluación estocástica de otras variables como son la eficiencia de remoción de los componentes analizados.

La evaluación estocástica del funcionamiento de unidades independientes o sistemas combinados de tratamientos naturales existentes permite mejorar la calidad de la evaluación del funcionamiento de las tecnologías naturales, mediante la inclusión de los conceptos de fiabilidad del proceso, los coeficientes de fiabilidad y las concentraciones de proyecto, al procedimiento tradicional de evaluación del funcionamiento del tratamiento de residuales.

La aplicación de este procedimiento aporta las magnitudes de las concentraciones de proyecto, las que son empleadas para la evaluación del funcionamiento de las LFPs en la provincia de Villa Clara, mediante el modelo de flujo disperso.

2.2.3.1 Procedimiento de evaluación estocástica basada en la fiabilidad del proceso

Este procedimiento incorpora, a la evaluación tradicional del funcionamiento de unidades o sistemas de tratamiento, la fiabilidad del tratamiento, lo que fortalece el proceso de evaluación de su funcionamiento (Sánchez *et al.*, 2010) (Figura II.8).

2.2.3.2 Procedimiento analítico de evaluación, estocástico – determinístico, basado en las concentraciones de proyecto

Este procesamiento de los datos tiene la peculiaridad que las concentraciones de proyecto – valores escalares - son determinadas a partir de un análisis estocástico de las concentraciones del componente bajo estudio en el efluente del tratamiento dado.

Las concentraciones de proyecto son empleadas para la evaluación del funcionamiento de tecnologías de tratamiento, mediante su comparación con los valores medios observados. Valores de la relación ($m_p : \bar{X}$), entre la concentración de proyecto y la concentración media observada, menores que la unidad, para el componente bajo estudio en el efluente del tratamiento existente, indican un funcionamiento deficiente del tratamiento.

Dado que la magnitud del CDF y de la concentración de proyecto dependen del valor tomado de la probabilidad de no excedencia ($1-\alpha$), la relación ($m_p : \bar{X}$) varía, para un mismo tratamiento y bajo las mismas condiciones operacionales, en función del valor de la probabilidad de no excedencia empleada en el procedimiento analítico (ver epígrafe 1.4.2).

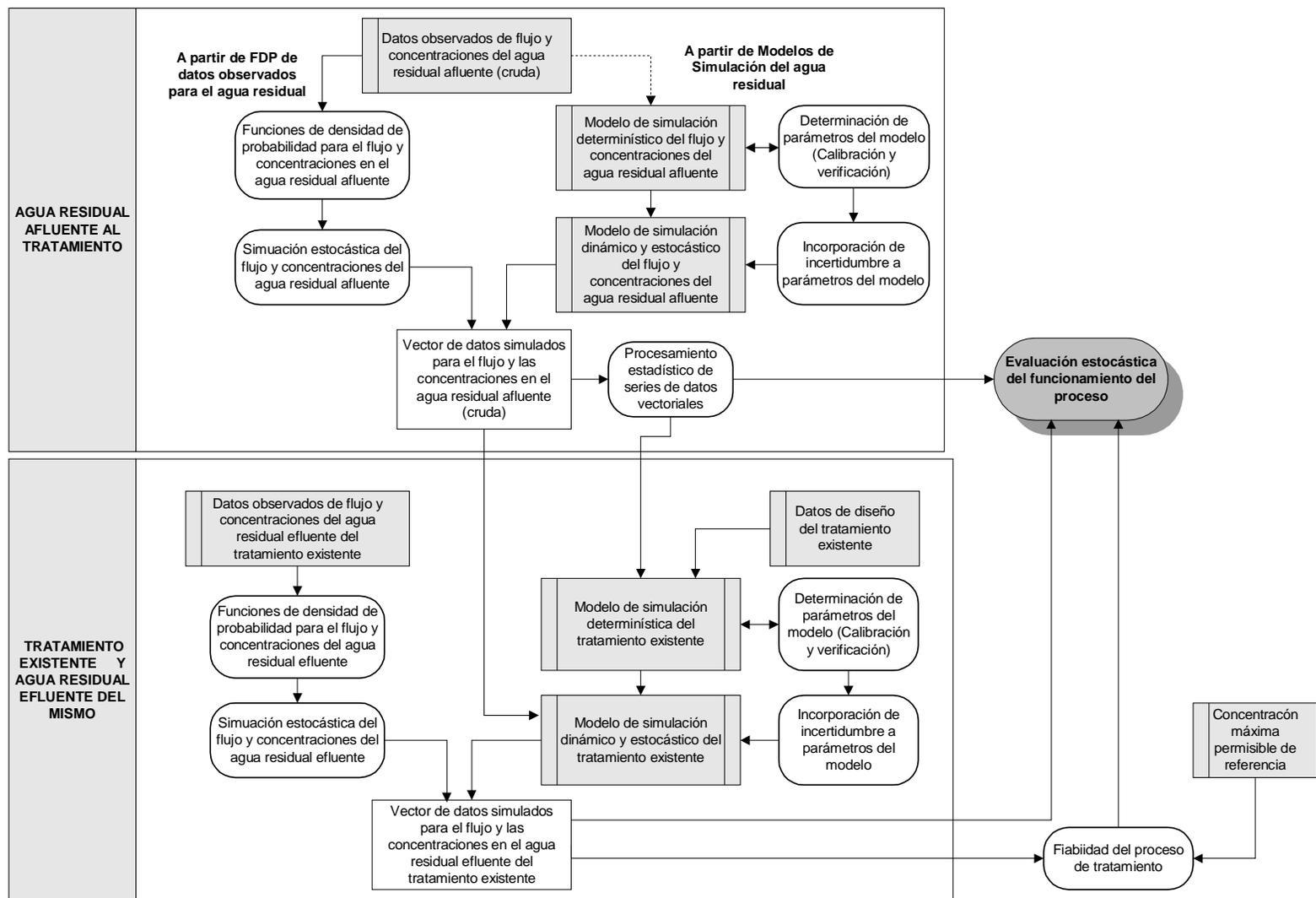


Figura II.8. Diagrama heurístico del procedimiento para la evaluación estocástica del funcionamiento de unidades naturales de tratamiento existentes

Conclusiones del Capítulo II

Las principales conclusiones de este capítulo son:

1. Se plantean los fundamentos teóricos del procedimiento metodológico general para el diseño y la evaluación estocásticos de tecnologías naturales;
2. Se logra la sistematización e integración de conceptos, métodos, procedimientos y modelos matemáticos, dentro de un marco metodológico general; lo que se ilustra gráficamente mediante diagramas heurísticos;
3. Se establece como incorporar incertidumbre y variabilidad a los datos de entrada de los modelos de simulación del agua residual urbana y de las tecnologías para su tratamiento natural;
4. Se precisa el uso de los conceptos de fiabilidad, coeficientes de fiabilidad y concentraciones de proyecto, como instrumentos para elevar la calidad de la evaluación del funcionamiento y el diseño de unidades o sistemas combinados de tecnologías naturales de tratamiento de agua residual;
5. Se desarrolla y aplica un novedoso procedimiento de diseño estocástico, el procedimiento gráfico – analítico, basado en la construcción de las denominadas isolíneas de fiabilidad, para el diseño estocástico de unidades o sistemas combinados de tecnologías naturales de tratamiento de agua residual;
6. Se ofrecen alternativas muy prácticas y relativamente fáciles de aplicar para la evaluación del funcionamiento o el diseño estocástico, principalmente mediante el empleo de las concentraciones de proyecto y las isolíneas de fiabilidad;
7. Se crean las condiciones para la aplicación del procedimiento metodológico general propuesto al conjunto de lagunas facultativas primarias existentes en la provincia de Villa Clara y para el diseño estocástico de sistemas combinados compuestos por las LFPs existentes más estanques con lemnáceas (ELAs).

CAPÍTULO III. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO GENERAL AL TRATAMIENTO NATURAL DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN LA PROVINCIA DE VILLA CLARA - CUBA

Este Capítulo está conformado en tres partes, las que se describen a continuación.

Primera parte: Las siguientes aplicaciones del procedimiento metodológico general al conjunto de LFPs en Villa Clara:

1. Modelación y simulación estocástica de las características del flujo y la composición del agua residual urbana (Modelo SEARU);
2. Modelación y simulación estocástica de lagunas facultativas primarias (Modelo SELFP);
3. Evaluación estocástica del conjunto de lagunas facultativas primarias en explotación en la provincia de Villa Clara – Cuba;

Segunda parte: Aplicaciones del procedimiento metodológico general al sistema combinado binario de laguna facultativa primaria seguida de estanques con lemnáceas (LFP+ELA).

Estas son:

1. Modelación y simulación estocástica de estanques con lemnáceas (Modelo SEELA);
2. Aplicación del procedimiento gráfico – analítico (basado en las isóneas de fiabilidad) para el diseño estocástico del tratamiento mediante estanques con lemnáceas (ELAs) de los efluentes de lagunas facultativas primarias (LFPs) (Sistema combinado binario: LFP+ELA).

Tercera parte: La evaluación económica de alternativas de inversión – tratamientos o su combinación – para el agua residual urbana en la provincia de Villa Clara, Cuba:

1. Costo de inversión de lagunas y estanques;
2. Funciones de costo para LFPs y ELAs;
3. Evaluación técnico-económica individual de las LFPs existentes;
4. Evaluación económica-social comparativa de diferentes variantes de inversión para el tratamiento natural de aguas residuales en Villa Clara.

3.1 Aplicaciones del procedimiento metodológico general propuesto al conjunto de lagunas facultativas primarias (LFPs) existentes en la provincia de Villa Clara, Cuba

En Cuba, en las principales ciudades donde existe alcantarillado, se utilizan predominantemente las lagunas facultativas primarias para tratar el agua residual colectada (INRH, 2008). Al igual que en muchos otros países (Benedetti *et al.*, 2008; Benedetti, 2006), los efluentes de las lagunas facultativas primarias, que tratan residuales urbanos, son vertidos a cuerpos de agua receptores, siendo un componente crucial en el manejo de cuencas hidrográficas, por su significativa contribución de cargas contaminantes.

La importancia de la evaluación probabilística o estocásticas de lagunas de estabilización facultativas primarias reside en que permite: por una parte, suplir la falta de datos para la correspondiente evaluación; y por otra parte, porque mejora la calidad del proceso de evaluación con la introducción del concepto de fiabilidad del desempeño del tratamiento. Toda la información así generada tiene gran importancia para proyectistas y operadores de estas unidades de tratamiento, de amplio uso en Cuba y otros países de clima tropical y subtropical; la que, también, puede ser de utilidad para la elaboración de normas de vertimiento, razonables y técnicamente alcanzables por parte de las agencias regulatorias ambientales (Olivera y Von Sperling, 2008).

Los costos del monitoreo, que incluyen los trabajos de muestreo y los correspondientes ensayos de laboratorio, limitan la evaluación representativa del comportamiento del conjunto de lagunas en explotación, principalmente en países no desarrollados, donde predomina su empleo. En Cuba, esta situación se ha hecho más crítica durante al menos los últimos 15 años.

3.1.1 Modelación y simulación estocástica de las características del flujo y la composición del agua residual urbana (Modelo SEARU) (Anexo 2)

Los datos recopilados y procesados estadísticamente de las caracterizaciones del agua residual afluyente a las LFPs en Villa Clara son el punto de partida para la calibración y verificación del modelo desarrollado (Modelo SEARU). Para esto, se aplica el procedimiento descrito en el epígrafe 2.2.1, para el caso de estudio de las aguas residuales producidas por los asentamientos humanos conectadas al alcantarillado en esta provincia.

Se desarrolla un programa de simulación estocástica de las características del flujo y la composición del agua residual cruda, bajo incertidumbre y variabilidad en los datos de entrada al mismo, denominado Programa de Simulación Estocástica de Aguas Residuales Urbanas (Programa SEARU). Dado que el flujo de agua residual guarda una estrecha relación con la población servida y el consumo de agua, su simulación se realiza sólo mediante la utilización de las contribuciones o aportes per cápita de flujo de agua residual, mientras que la composición puede ser estimada por cualquiera de las dos vías descritas en el epígrafe 2.2.1, en dependencia de la información disponible.

El programa SEARU se desarrolló con el software de simulación dinámica STELLA 9.1, con facilidad de exportar la serie de n datos simulados, para estos componentes del agua residual, a Microsoft Excel 2003 (Sánchez *et al.*, 2010). Esto facilita el manejo de las bases de datos generadas en Microsoft Excel o STATGRAPHICS, según los requerimientos estadísticos o el gusto del investigador.

Para la definición de las características del agua residual en Villa Clara y la evaluación del funcionamiento de lagunas facultativas primarias, a partir de un conjunto de datos reales, se recopilan datos de 42 caracterizaciones de lagunas facultativas primarias en la provincia de

Villa Clara, realizadas por el Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos en el período 1999 - 2009. Las concentraciones de los componentes del agua residual - DQO, DBO₅, NT, PT, SST y CF – fueron los estudiados. Sólo fue posible recopilar datos del flujo del agua residual para 15 caracterizaciones, los que fueron empleados para la calibración de la tasa de aporte o contribución de flujo de agua residual per cápita (ver en este epígrafe: 3.1.1.2 - Alternativa 2 del modelo SEARU).

Estos datos fueron procesados estadísticamente – empleando el programa STATGRAPHICS CENTURION XV - de la siguiente manera:

1. Análisis descriptivo;
2. Identificación y eliminación de valores atípicos;
3. Determinación y evaluación de los valores de la curtosis y la asimetría de los datos;
4. Pruebas de normalidad mediante el estadístico W de Shapiro Wilk;
5. Pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov;
6. Comparación de distribuciones alternativas;
7. Gráficas de probabilidad normal y lognormal;
8. Determinándose la función de densidades de probabilidades (FDPs) de mejor ajuste y sus parámetros representativos;
9. Determinación de valores de los percentiles del 1 y 99 %.

El agua residual urbana tratada en las LFPs en Villa Clara muestra las características de un agua residual urbana de carga media (Rojas, 2002); mientras que todos los componentes evaluados se ajustan a una distribución del tipo normal o a una lognormal. Se determinaron los valores de los percentiles del 1 y 99 % para estas distribuciones (Tabla III.1).

Tabla III.1. Estadísticos de los valores observados para los componentes del agua residual urbana en Villa Clara (afluente a las LFPs en el territorio)

Componente	Tipo de Distribución ¹	Media ²	Desviación Estándar ³	Percentiles	
				1 %	99%
DQO	Normal	403,7	132,5	95,5	711,9
DBO ₅	Normal	215,2	68,6	55,6	374,8
NT	Normal	20,6	6,9	4,5	36,7
PT	Lognormal	1,5	0,74	-0,2	3,2
SST	Lognormal	5,3	0,37	4,5	6,2
CF	Lognormal	17,7	6,21	3,3	32,2

¹ Distribución de mejor ajuste;

² \bar{X} para distribución normal o $\overline{\ln X}$ para distribución lognormal;

³ s(X) para distribución normal o s(ln X) para distribución lognormal.

Elaboración propia

A continuación se escriben las dos alternativas incorporadas en el modelo SEARU para la simulación del agua residual urbanas afluyente a las LFPs en Villa Clara:

3.1.1.1 Alternativa 1 del modelo SEARU: Simulación estocástica de variables – de flujo y composición – a partir de sus correspondientes FDPs

En este caso, se aplica el procedimiento para la simulación estocástica de variables – de flujo y composición – a partir de sus correspondientes FDPs, descrito en el epígrafe 2.2.1.2. Para aplicar este procedimiento, se utilizan las FDPs determinadas a partir de los datos observados (Tabla III.1). Empleando esta alternativa del programa SEARU, se generaron vectores, de 1000 datos simulados cada uno, para las concentraciones de cada constituyente en agua residual afluyente a las LFPs.

Las FDPs de las series de 1000 datos simulados para las concentraciones de los componentes evaluados en el agua residual afluyente a las LFPs en la provincia de Villa Clara, fueron comparadas con las correspondientes FDPs de los datos observados o reales (Tabla III.2). En todos los casos, no se pudo rechazar la hipótesis nula para la diferencia entre las medias μ_1 y μ_2 de dos distribuciones normales con varianzas iguales, lo que confirma la validez del procedimiento empleado para la generación de datos simulados.

Tabla III.2. Comparación de los datos de entrada (afluyente) simulados con los observados (reales)

Componente	Tipo de Distribución	Datos Simulados		Datos Reales		Valor P ¹
		Media	Desviación Estándar	Media	Desviación Estándar	
DQO	Normal	409,6	105	403,7	132,5	0,756
DBO ₅	Normal	213,1	55,4	215,2	68,6	0,834
NT	Normal	20,5	5,7	20,6	6,9	0,923
PT ²	Lognormal	1,6	0,6	1,5	0,742	0,357
SST ²	Lognormal	5,2	0,2	5,34	0,372	0,139
CF ^{2,3}	Lognormal	16,1	2,9	17,72	6,21	0,068

¹ Valor P de la prueba de hipótesis para la diferencia entre las medias μ_1 y μ_2 de dos distribuciones normales con varianzas iguales;

² \bar{X} para distribución normal o $\overline{\ln X}$ para distribución lognormal;

³ s(X) para distribución normal o s(ln X) para distribución lognormal.

Elaboración propia

El diseño de los tratamientos primarios y secundarios se realiza principalmente para la remoción de materia orgánica, sólidos en suspensión y microorganismos patógenos; siendo estos los componentes más empleados en los modelos matemáticos.

En este sentido, la DBO₅ y los CF son los componentes más empleados porque reflejan los principales cambios que ocurren en estos procesos como se explico en el capítulo II.

3.1.1.2 *Alternativa 2 del modelo SEARU: Empleo de las tasas de aportes de flujo y de carga contaminante per cápita diaria*

Los valores de las tasas de aporte de flujo y de los componentes contaminantes objeto de estudio pueden ser tomados de la literatura, estimados o determinados experimentalmente.

Las expresiones matemáticas para su cálculo son:

$$Q_0 = PC_Q \cdot POB/1000 \quad (III.1)$$

donde:

Q_0 = flujo de agua residual, $m^3 \cdot d^{-1}$;

PC_Q = contribución per cápita de flujo, $L \cdot hab^{-1} \cdot d^{-1}$;

POB = población servida, habitantes;

$$C_{X,0} = PC_X \cdot POB/Q_0 \quad (III.2)$$

donde:

$C_{X,0}$ = concentración del componente X (DBO₅ ó CF) en el agua residual, $g \cdot m^{-3}$;

PC_X = contribución per cápita diaria del componente – si el componente es la DBO₅, esta es expresada en $g \cdot hab^{-1} \cdot d^{-1}$ y si el componente son los coliformes fecales, estos son expresados como el número de células por persona por día.

Establecidas las ecuaciones del modelo, fueron obtenidos los valores de las contribuciones o tasas de aportes per cápita y diaria de flujo de agua residual mediante la calibración – de forma determinística - del modelo de simulación del agua residual contra los datos medios observados de la concentración de los componentes DBO₅ y CF en el agua residual en la provincia de Villa Clara (ver Anexo 2).

Los valores obtenidos de la anterior calibración, para las contribuciones o tasas de aportes per cápita y diaria de flujo y los componentes DBO₅ y CF del agua residual en la provincia de Villa Clara, Cuba, fueron asumidos por defecto en el Programa SEARU. En la Tabla III.3 se muestran estas tasas; así como los valores del porcentaje de incertidumbre asociados a los valores medios de estos parámetros, también asumidos por defecto en el programa SEARU.

Las tasas de aporte de agua residual por persona por día se ajustaron conjuntamente con los aportes de carga de DBO₅ y CF por persona por día, contrastándose las concentraciones estimadas, a partir de estas tasas, contra los valores de concentración observados (ver gráfica de resultados del modelo SEARU en Anexo 2). Los valores de las tasas de aportes per cápita del flujo y la DBO₅ resultan comparables a las consideradas por CIGEA (1998) para Cuba; mientras que, la tasa de aportes de CF ajustada es comparable con la reportada por Rojas (2002).

Los valores medios de las contribuciones o tasas de aportes per cápita diaria, obtenidos en el proceso determinístico de calibración, fueron introducidos en el modelo SEARU, generándose un vector de 1 000 datos simulados que, a su vez, fue comparado con similar vector con datos obtenidos a partir de las correspondientes FDPs ajustadas con los datos observados, no existiendo diferencia significativa entre las varianzas y las medias de las concentraciones para un mismo componente (Sánchez *et al.*, 2010).

Tabla III.3. Magnitudes de la población, tasas de aportes per cápita e incertidumbre de entrada al modelo SEARU, tomadas por defecto, para la generación de datos simulados del flujo y componentes estudiados del agua residual urbana cruda en Villa Clara (Alternativa 2)

Parámetro	Unidades	Valor medio	Porcentaje de incertidumbre	Fuente
POB	hab	Según el caso	10	INRH (2008)
PC _Q	L·hab ⁻¹ ·d ⁻¹	200	10	Calibración propia ¹
PC _{DBO5}	g·hab ⁻¹ ·d ⁻¹	43	10	Calibración propia ¹
PC _{CF}	cel·hab ⁻¹ ·d ⁻¹	1· 10 ¹²	30	Calibración propia ¹

¹ Calibración propia contra los datos observados de composición del agua residual afluyente a lagunas de estabilización en Villa Clara – Cuba

Elaboración propia

3.1.2 Características de las LFPs en Villa Clara y alcance de las aplicaciones a las LFPs en Villa Clara

En Cuba predominan las lagunas de estabilización para el tratamiento del agua residual de asentamientos poblacionales. La gran mayoría de las lagunas existentes para tratar aguas residuales urbanas en Cuba fueron construidas en las décadas del 70 y principios de la del 80. Las lagunas facultativas primarias independientes son mucho más numerosas que las lagunas anaerobias y sistemas de lagunas en serie o en paralelo. En la provincia de Villa Clara, por ejemplo, más del 95 % de las lagunas existentes son facultativas primarias e independientes (INRH, 2008). La distribución por usuarios de las lagunas de estabilización refleja que (Figura III.1):

- a. Tratan residuales de origen humano, son mayoría con un 69,6 % del total - de asentamientos poblacionales (EAAL), de centros educacionales (MINED) y de instalaciones turísticas (MINTUR);
- b. Tratan residuales agropecuarios un 3 % – este porcentaje sólo representa las grandes granjas porcinas (DE PCNO), no incluye el alto número de pequeñas

lagunas de estabilización construidas en las granjas porcinas bajo convenio en Villa Clara, que se estiman en más de 500 unidades;

- c. Tratan residuales industriales un 18 % - principalmente de la industria azucarera (MINAZ) y alimenticia (MINAL).

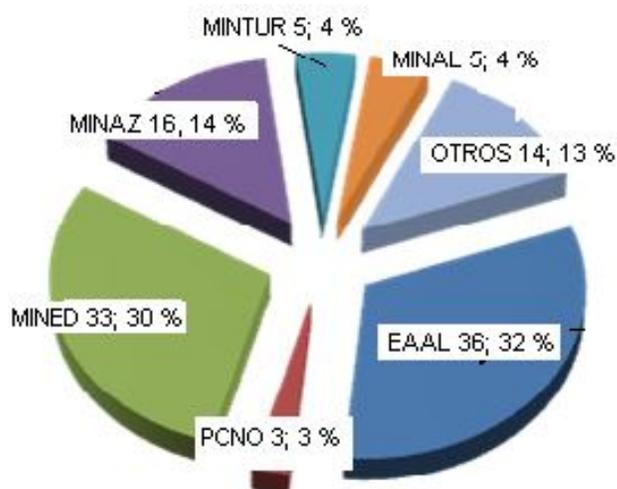


Figura III.1. Distribución por usuarios de lagunas de estabilización en Villa Clara

Las lagunas facultativas primarias (LFPs) en Villa Clara representan más del 95 % del total de las lagunas que tratan residuales procedentes de asentamientos humanos. Por su representatividad e importancia para la reducción de la carga contaminante vertida al medio, han sido seleccionadas como el objeto de aplicación del procedimiento metodológico propuesto en este trabajo.

El análisis del comportamiento de la carga superficial de DBO_5 (Ls , en $\text{kg DBO}_5 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$) en las LFPs en Villa Clara muestra que el 32 % de las LFPs en el territorio trabaja con valores de carga superficial inferiores a $50 \text{ kg DBO}_5 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$; mientras que en el rango considerado adecuado, como criterio de diseño, de 50 a $150 \text{ kg DBO}_5 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$, sólo se encuentra trabajando el 47 % (18 LFPs) (Tabla III.4).

El comportamiento del tiempo de retención hidráulico del conjunto de LFPs en Villa Clara refleja que el 53 % (20 LFPs) opera con tiempos de retención hidráulicos (T_R) en el rango considerado adecuado, como criterio de diseño, de 10 a 50 días; mientras que un 47 % (18 LFPs) tiene valores de T_R mayores de 50 días (Tabla III.5).

Tabla III.4. Distribución de frecuencia para diferentes intervalos de la carga superficial de DBO₅ (kg DBO₅·ha⁻¹·d⁻¹)

Intervalos	Frecuencia	Frecuencia	Frecuencia
	Absoluta	Relativa	Acumulada
Ls≤50	12,0	0,32	0,32
50<Ls≤100	8,0	0,21	0,53
100<Ls≤150	10,0	0,26	0,79
150<Ls≤200	7,0	0,18	0,97
200<Ls≤250	1,0	0,03	1,00
Total	38,0	-	-

Elaboración propia

Tabla III.5. Distribución de frecuencia para diferentes intervalos del tiempo de retención hidráulico (T_R días)

Intervalos	Frecuencia	Frecuencia	Frecuencia
	Absoluta	Relativa	Acumulada
10<Tr≤20	2,0	0,05	0,05
20<Tr≤30	9,0	0,24	0,29
30<Tr≤40	5,0	0,13	0,42
40<Tr≤50	4,0	0,11	0,53
50<Tr≤60	4,0	0,11	0,63
60<Tr	14,0	0,37	1,00
Total	38,0		

Elaborada por el autor

En general, las LFPs existentes trabajan con cargas superficiales de DBO₅ relativamente bajas, con tiempos de retención hidráulicos largos y muestran una aceptable uniformidad en sus parámetros morfométricos. Esta relativa uniformidad en los parámetros morfométricos, con muy pocos casos atípicos, más la uniformidad en las condiciones climáticas y en las características del agua residual que procesan, permiten realizar un análisis global del funcionamiento de estas unidades naturales de tratamiento en la provincia de Villa Clara (Tabla III.6). Esta tabla, establece el escenario bajo el cual se aplica el procedimiento metodológico general propuesto al caso de las LFPs en Villa Clara y son obtenidos los parámetros de los modelos SEARU y SELFP.

Tabla III.6. Principales características de las LFPs en Villa Clara

Estadístico	Pob	Q	L	A	L:A	S	Z	TR	Ls
	hab	m ³ ·d ⁻¹	m	m	-	m ²	m	días	kgDBO ₅ ·ha ⁻¹ ·d ⁻¹
Media	1046	209	96	57	2:1	6995	2,0	84	96
Mínimo	118	24	30	15	1,1:1	450	1,2	15	16
Máximo	4425	885	325	166	3,6:1	53950	4,5	539	216

3.1.3 Modelo para la simulación estocástica de lagunas facultativas primarias (SELF) (Anexo 2)

Se utiliza la expresión matemática del modelo de flujo disperso para lagunas facultativas (ecuación 1.5) (Cubillos, 2001; Polprasert y Bhattarai, 1985; Polprasert y Koottatep, 2004; Rojas, 2002; Von Sperling, 2005; Von Sperling, 2007).

Para evaluar el modelo de flujo disperso se requiere conocer el valor de dos parámetros: la constante de dispersión (d) y la constante cinética de remoción (K_{COMP}^T); así como, de dos variables: la concentración del componente X en el agua residual afluyente ($C_{X,0}$) y el tiempo de retención hidráulico (T_R). A su vez, para determinar la magnitud del tiempo de retención hidráulico se requiere conocer las dimensiones de la LFP (L, A, Z), que determinan su área y volumen, el flujo afluyente de agua residual (Q_0) y la evaporación neta (E_{Neta}).

La constante de dispersión (d) se determina mediante estudios con trazadores o se estima mediante la aplicación de uno de los modelos empíricos en la literatura. En este procedimiento, el valor de (d) se estima empleando la fórmula propuesta por Yáñez (1993), ecuación (1.7), por ser de reconocido valor y de fácil aplicación. Además, en análisis de sensibilidad realizados se ha determinado que el Número de Dispersión (d) presenta una influencia baja sobre la predicción del modelo comparado con otras variables de entrada, lo que lleva a la consideración que, para los fines de diseño, pueden ser utilizados modelos simples para estimar (d) – como el de Yáñez (1993) – sin afectar significativamente la estimación de las concentraciones de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) y Coliformes fecales (CF) en el efluente (Von Sperling, 1996a, 2005).

La magnitud de la constante cinética de remoción (K_X^T) se puede determinar experimentalmente, mediante estudios costosos, o a partir del procesamiento de datos observados durante el seguimiento o monitoreo de una o varias lagunas. Como alternativa, este valor puede ser estimado a partir de fórmulas empíricas o de estudios en la literatura. En caso necesario, los valores de las constantes cinéticas de remoción (K_X^T) son corregidos

para la temperatura de diseño mediante una modificación de la ecuación de Arrhenius, ecuación (I.11), válida para pequeños intervalos de temperatura, como los que se producen en lagunas de estabilización en Cuba.

El tiempo de retención hidráulico (T_R) empleado corresponde al promedio de los flujos de agua residual afluyente y efluente a la laguna (ecuación I.22) (Mara, 1997).

3.1.3.1 Calibración del modelo de flujo disperso para lagunas facultativas primarias de Villa Clara

Para la determinación de las constantes cinéticas se seleccionaron un total de 28 caracterizaciones correspondientes a 13 diferentes lagunas facultativas primarias. A cada laguna se le calcularon los valores correspondientes del número de dispersión (d) mediante la ecuación de Yánez (1993) – ecuación (I.7) - y del tiempo de retención hidráulico (T_R), tomando para el cálculo del tiempo de retención hidráulico (T_R) los datos de: 1) el flujo medio estimado, empleando la tasa de aporte per cápita determinada para Villa Clara, de 200 L·hab⁻¹·d⁻¹; y 2), los datos de las dimensiones de las lagunas y la población servida empleados son los reportados por el INRH (2008) (ver Anexo 3). La evaporación neta promedio es la media anual histórica en archivos de la Subdelegación Técnica del INRH en Vila Clara.

Dada la imposibilidad de despejar la constante cinética K_{DBO} o K_{CF} , según se trate, en la ecuación de flujo disperso – ecuación (I.5) en el Capítulo I - sus valores fueron calculados por aproximaciones sucesivas del valor de K_X^T , tomándose el valor de la constante cinética que producía la eficiencia de remoción más cercana a la realmente observada. Se utilizan los valores previamente calculados, para cada laguna, del número de dispersión (d) y del tiempo de retención (T_R).

Determinación de la constante cinética de remoción de DBO₅ a partir de datos observados en lagunas en funcionamiento

El valor de K_{DBO} fue variado entre 0,400 y 0,001 con una precisión de 0,001 unidades. Los valores obtenidos de K_{DBO} (Tabla III.7) fueron procesados estadísticamente de la siguiente manera:

1. Determinación de la FDP de mejor ajuste para los datos de K_{DBO} ;
2. Identificación y eliminación de valores atípicos;
3. Determinación de principales estadísticos de la FDP para K_{DBO} .

Tabla III.7. Valores calculados de T_R , d y K_{DBO} para LFPs en Villa Clara según modelo de flujo disperso

LAGUNA	No. Observaciones	d -	T_R días	K_{DBO} (día^{-1})
Base Aérea	2	0,77	32,2	0,0625
Caguaguas	2	0.50	108,1	0,0030
Manacas	2	0,40	29,0	0,0310
Nueva Isabel	2	0,71	166,2	0,0012
Caibarién	3	0,71	47,3	0,012
Camajuani	2	0.53	71,2	0,0012
Jaguey	2	0,60	250,7	0,0020
Julian Grimau	2	0,50	25,9	0,020
Quemado de Guines	2	0,53	49,7	0,020
La Panchita	2	0,43	30,1	0,003
Ranchuelo	3	0,91	57,7	0,0042
Las Nieves	2	0,53	206,3	0,0070
Santo Domingo	2	0,63	93,4	0,0045

Los histogramas de frecuencia para los valores calculados de K_{DBO} muestran la posibilidad de ajuste a las distribuciones normal y lognormal. Las pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para K_{DBO} confirman el ajuste de sus valores a ambas distribuciones, aunque existe un mejor ajuste a la distribución lognormal; por lo que se asume la distribución lognormal para los valores de K_{DBO} y se procede con la identificación de posibles valores atípicos de $\ln(K_{DBO})$. Fueron excluidos 3 valores atípicos de K_{DBO} (Ver Anexo 4).

Se encuentra una gran variabilidad en los valores de K_{DBO} reportados en la literatura (Cubillos, 2001; Escalante *et al.*, 2008; Peña y Mara, 2004; Von Sperling, 2005).

Sin dudas, un problema que se presenta al diseñar LFPs es la determinación del valor correcto de las constantes cinéticas a utilizar, ya que este valor es afectado por parámetros ambientales, hidráulicos y de carga orgánica. Debido a lo anterior, no es recomendable utilizar un valor general y la tendencia es determinar estos valores de forma regional y generar ecuaciones de diseño en función de los parámetros que más le afecten (Escalante *et al.*, 2008; Von Sperling, 2005; De Freitas *et al.*, 2002).

Los valores de K_{DBO} calculados para el modelo de flujo disperso en las LFPs de Villa Clara, son más bajos que los reportados en la literatura para el modelo de mezcla completa y que

otros reportados para el modelo de flujo disperso por varios autores. Sin embargo, valores similares de K_{DBO} han sido reportados para el modelo de flujo disperso en LFPs en Salta - Argentina y en México (Escalante *et al.*, 2008; Liberal *et al.*, 2002). En las LFPs en Villa Clara, el predominio de tiempos de retención relativamente largos y el empleo de la DBO total para estimar la materia orgánica en el efluente de las lagunas son aspectos que inciden en los bajos valores obtenidos para la K_{DBO} .

Determinación de la constante cinética de remoción de bacterias (K_{CF}) a partir de datos observados en lagunas en funcionamiento

Dada la ausencia de datos de la concentración de coliformes fecales en el agua residual urbana afluente a las lagunas facultativas primarias ($C_{CF,Af}$), para las determinaciones de los valores de K_{CF} en las lagunas con observaciones de $C_{CF,Ef}$, se asume el valor medio obtenido en el modelo SEARU de $5,0 \cdot 10^8$ células $\cdot 100 \text{ mL}^{-1}$.

El valor de K_{CF} fue variado entre 5,000 y 0,001 con una precisión de 0,001 unidades. Los valores obtenidos de K_{CF} (también denominada K_B en la literatura especializada) (Tabla III.8) fueron procesados estadísticamente de la siguiente manera:

1. Determinación de la FDP de mejor ajuste para los datos de K_{CF} ;
2. Identificación y eliminación de valores atípicos;
3. Determinación de principales estadísticos de la FDP para K_{CF} .

Tabla III.8. Valores calculados de K_{CF} , TR y d para LFPs en Villa Clara según modelo de flujo disperso

LAGUNA	TR	d	K_{CF} calculada	LAGUNA	TR	d	K_{CF} calculada
	(d)	(-)	(d^{-1})		(d)	(-)	(d^{-1})
Base Aérea	32,2	0,77	3,915	La Panchita	30,9	0,42	3,580
Caguaguas	108,1	0,50	0,690	Manacas	29,0	0,40	2,573
Motembo	25,6	0,50	3,580	Nueva Isabel	166,2	0,71	0,995
Camajuaní	71,2	0,53	0,923	Qdo de Guines	49,7	0,53	1,920
Jaguey	250,7	0,60	0,439	Ranchuelo	57,7	0,91	2,211
Julian Grimau	25,9	0,50	3,245	Santo Domingo	93,4	0,63	1,113
Las Nieves	206,3	0,53	0,463	Sitiecito	45,0	0,67	3,620

Los histogramas de frecuencia para los valores calculados de K_{CF} muestran la posibilidad de ajuste a las distribuciones normal y lognormal. Las pruebas de bondad de ajuste de

Kolmogorov - Smirnov para K_{CF} confirman el ajuste de sus valores a ambas distribuciones con valores P cercanos; además, el valor más pequeño de la prueba de Shapiro - Wilk tiene un valor-P de 0,211551, mayor ó igual a 0,05, por lo que no se puede rechazar la idea de que los valores observados de K_{CF} provienen de una distribución normal con 95% de confianza. Se asume, por tanto, la distribución normal para los valores de K_{CF} y se procede con la identificación de posibles valores atípicos de K_{CF} . En este caso, no se encontró ningún valor atípico de K_{CF} (Ver Anexo 5).

Modelos empíricos de regresión no lineal para la estimación de K_{DBO} y K_{CF}

Dado el amplio rango en que se mueven los valores de K_{DBO} y K_{CF} en las LFPs en Villa Clara, determinado por factores esenciales del diseño de las LFPs como el tiempo de retención hidráulico (T_R), la carga superficial de DBO_5 (L_S) y la profundidad (Z), hace que el empleo de un único valor de estas constantes, un estimador de la tendencia central por ejemplo, produzca valores estimados de $C_{DBO, Ef}$ poco precisos y exactos. Para mitigar esta fuente de error en los resultados del modelo, de acuerdo con los resultados presentados en la literatura (Von Sperling, 1999b; Von Sperling, 2005), se han establecido relaciones empíricas mediante modelos de regresión no lineal, sustentadas en dependencias fenomenológicas, que permiten estimar los valores de K_{CF} en función de la profundidad de la laguna (Z) y del tiempo de retención hidráulico (T_R) y de K_{DBO} en función de la carga superficial de DBO_5 y del tiempo de retención hidráulico (T_R), siendo este un aporte del trabajo desarrollado.

Modelo empírico para la estimación de K_{DBO} en función de T_R y L_S

El modelo de regresión no lineal del tipo $K_{CF} = a \cdot T_R^b \cdot L_S^c$ se ajustó empleando el procedimiento de ajuste de regresión no lineal que busca los cuadrados mínimos no lineales, incorporado al programa STATGRAPGICS CENTURION XV.

La ecuación del modelo ajustado de K_{DBO} (Tabla II.8) contra de T_R y L_S (en Anexo 3) y los principales estadísticos de la misma son (Anexo 6):

$$K_{DBO} = 0,320204 * TR^{-0,993715} * L_S^{0,357095} \quad (III.3)$$

$$R^2 = 79,1 \%$$

$$R^2 \text{ (ajustada por g.l.)} = 76,8 \%$$

$$\text{Error estándar del est.} = 0,0104839$$

$$\text{Error medio absoluto} = 0,0145747$$

La superficie de respuesta estimada por el modelo refleja claramente la dependencia no lineal de K_{DBO} en función de T_R y L_S (Figura III.2); mientras que en la Figura III.3 se muestra la correspondencia existente entre los valores observados y predichos por el modelo.

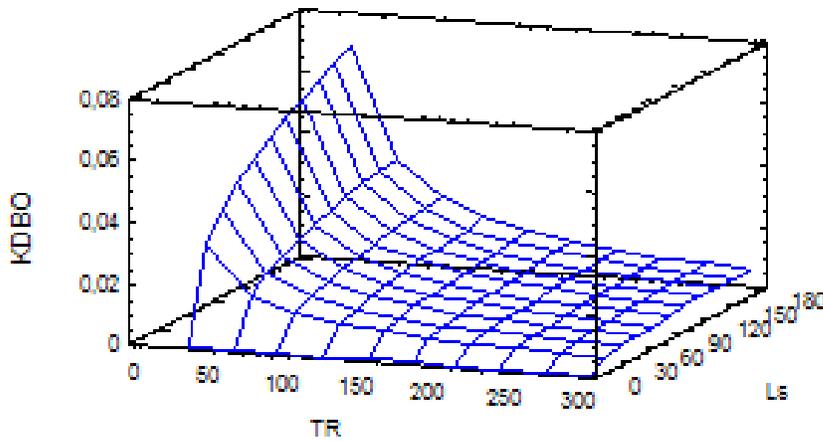


Figura III.2. Superficie de respuesta estimada para K_{DBO} en función de T_R y L_S

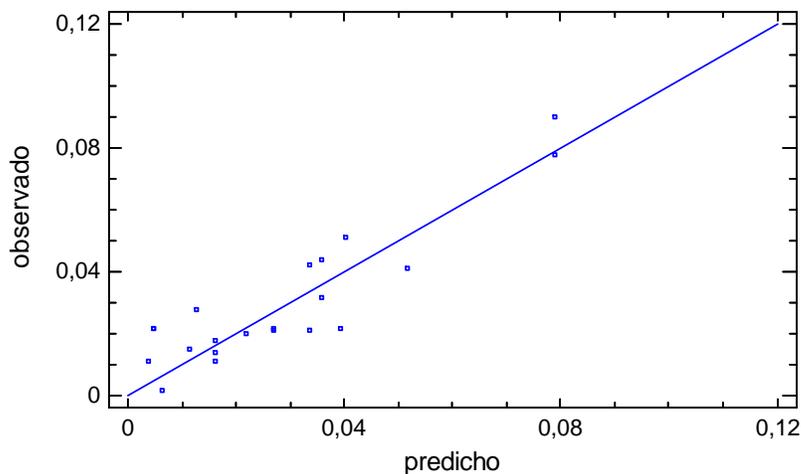


Figura III.3. Valores de K_{DBO} observados contra predichos por el modelo empírico ajustado

Modelo empírico para la estimación de K_{CF} en función de T_R y Z

El empleo de la media de los valores de K_{CF} arroja una muy baja correlación entre los valores estimados y observados de $C_{CF, Ef}$. De igual forma ocurre cuando se emplean valores de K_{CF} obtenidos de fórmulas empíricas obtenidas por diversos autores y bajo diversos escenarios. Para superar esta dificultad, se procedió a establecer la dependencia de K_{CF} con la profundidad de la laguna (Z) y su tiempo de retención hidráulico (T_R), debido a la demostrada influencia de los mismos sobre la magnitud de K_{CF} (Von Sperling, 1999b; Von Sperling, 2005).

El modelo de regresión no lineal del tipo $K_{CF} = a \cdot Z^b \cdot T_R^c$ se ajustó empleando el procedimiento de ajuste de regresión no lineal que busca los cuadrados mínimos no lineales incorporado al programa STATGRAPGICS CENTURION XV (Anexo 7).

La ecuación del modelo finalmente ajustado, luego de la eliminación de tres valores atípicos, y sus principales estadísticos son:

$$K_{CF} = 47,6059 \cdot Z^{0,415096} \cdot Tr^{-0,919727} \quad (III.4)$$

$$R^2 = 95,26 \%$$

$$R^2 \text{ (ajustada por g.l.)} = 94,21 \%$$

$$\text{Error estándar del est.} = 0,259467$$

$$\text{Error medio absoluto} = 0,440338$$

En la Figura III.4 se muestra la correspondencia existente entre los valores observados y predichos por el modelo no lineal ajustado para estimar K_{CF} .

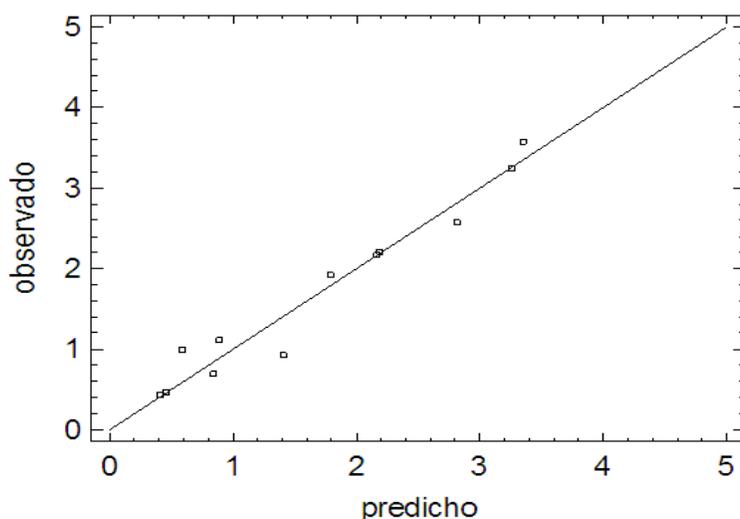


Figura III.4. Gráfica de K_{CF} observado contra predicho o estimado mediante la ecuación (4.6), luego de eliminación de supuestos valores atípicos

Los modelos no lineales obtenidos para estimar K_{DBO} y K_{CF} fueron incorporados al modelo SELFP para estimar la magnitud de estas constantes cinéticas garantizándose de esta forma la incorporación de incertidumbre.

3.1.3.2 Verificación del modelo de flujo disperso

Para la verificación del modelo de flujo disperso en las LFPs de Villa Clara, se emplean valores de K_{DBO} estimados mediante las ecuaciones empíricas no lineales obtenidas. Se toma un conjunto de 17 datos observados de $C_{DBO,Ef}$ de LFPs existentes. La correspondencia entre los valores estimados por el modelo y los observados, aunque baja, se considera aceptable dado que se trabaja con datos de observaciones reales, obtenidas bajo condiciones muy variables de operación, estado de mantenimiento, ambientales, de muestreo y otras (Figura III.5).

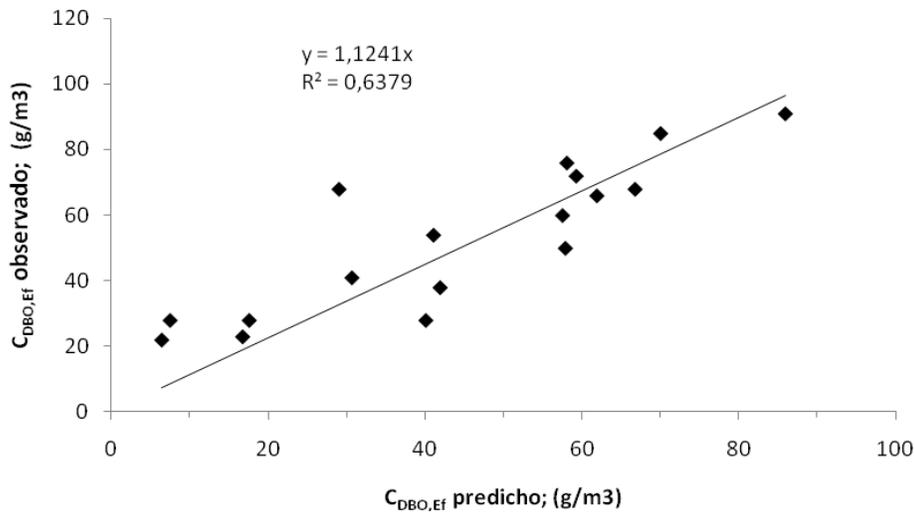


Figura III.5. Valores predichos contra observados de $C_{DBO,EF}$, en LFPs

La correspondencia entre los valores estimados por el modelo y los observados para $C_{CF,1}$ es también baja, pero se considera aceptable (Figura III.6). En este caso, el modelo de flujo disperso se corrió bajo el supuesto – también asumido para la determinación de las constantes cinéticas para la remoción de coliformes fecales (K_{CF}) - de una concentración media de $C_{CF,Af} = 5,0 \cdot 10^8$ células $\cdot 100 \text{ mL}^{-1}$; debido a la ausencia de datos observados de $C_{CF,Af}$, pues esta determinación que no se realiza en los muestreos de control rutinarios.

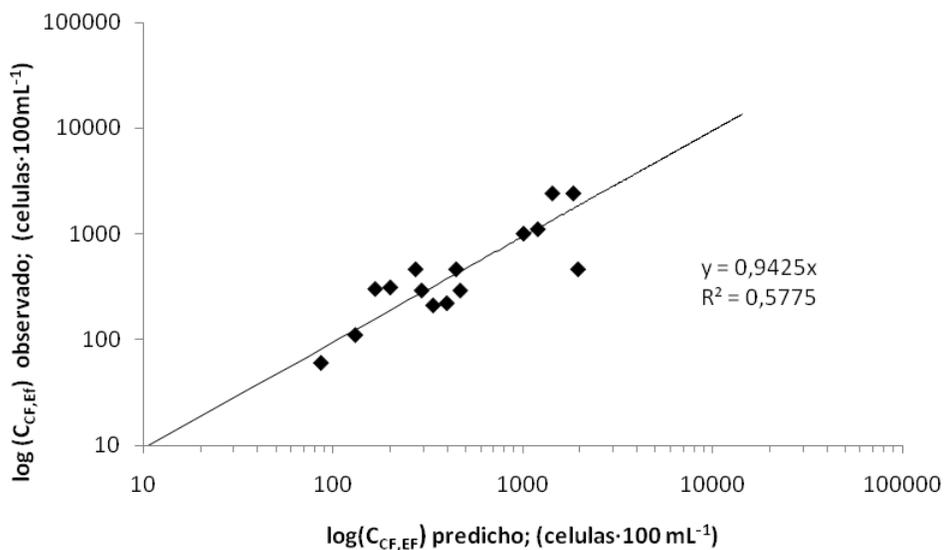


Figura III.6. Valores predichos contra observados de $\log(C_{CF,EF})$, en LFPs

Las magnitudes de los parámetros de entrada al programa SELFP y los niveles de incertidumbre asociados a estas magnitudes, tomados por defecto en el mismo, se muestran en la Tabla III.9.

Tabla III.9. Magnitudes tomadas por defecto para los parámetros de entrada al modelo estocástico de flujo disperso (SELFP)

Parámetro	Unidades	Valor medio	Porcentaje de incertidumbre	Fuente
d	-	Según ecuación (I.7)	20	(Yanez, 1993)
Θ_{DBO5}	-	1,05	20	(Von Sperling, 1999a, 2005)
Θ_{CF}	-	1,07	20	(Von Sperling, 1999a, 2005)
T	° C	20	10	Observaciones propias
E_{Neta}	mm·d ⁻¹	6,4	10	Valores de INRH (2008) corregidos de acuerdo con Cothren et al. (2001)
L:A	-	2:1	0	(Cubillos, 2001; EPA, 1988; Von Sperling, 2005; Von Sperling, 2007)
Z	m	1,5	0	(Cubillos, 2001; EPA, 1988; Von Sperling, 2005; Von Sperling, 2007)
K_{DBO}^{20}	d ⁻¹	$2095,68 \cdot T_R^{-2,16362} \cdot L_S^{0,776741}$	10	Elaboración propia ¹
K_{CF}^{20}	d ⁻¹	$60,9162 \cdot Z^{0,0292186} \cdot T_R^{-0,860642}$	10	Elaboración propia ¹

¹ Modelo empírico ajustado para LFPs en Villa Clara (en epígrafe 3.1.3.1)

3.1.4 Aplicación del procedimiento metodológico específico para la evaluación estocástica del funcionamiento del conjunto de lagunas facultativas primarias (LFPs) en explotación en la provincia de Villa Clara, Cuba

El procedimiento metodológico específico para la evaluación estocástica del funcionamiento de unidades de tratamiento - descrito en epígrafe 2.2.3 - se aplica para la evaluación estocástica del conjunto de LFPs en funcionamiento en la provincia de Villa Clara. Se aplican los dos procedimientos estocásticos propuestos. Además, se comparan los resultados obtenidos de la evaluación estocástica del funcionamiento de las LFPs en Villa Clara, por ambos procedimientos.

Dado que existe un conjunto de datos observados de concentraciones del agua residual cruda – afluente – y del agua residual efluente de las LFPs que permite ajustar las correspondientes funciones de densidad de probabilidades (FDPs), el procedimiento metodológico se simplifica (Figura III.7), siendo sus componentes principales: (1) Vector de concentraciones simuladas del afluente (o de entrada), (2) Vector de concentraciones simuladas del efluente (o de salida), y (3) Procedimiento de evaluación del funcionamiento.

El procesamiento estadístico de estos datos, permitió establecer las funciones de densidad de probabilidades (FDPs) de mejor ajuste (Tabla III.10), en cada caso; a partir de las cuales se obtuvieron los datos teóricos simulados de la composición del agua residual, tanto afluente como efluente de las LFPs; con el auxilio del programa SEARU (ver epígrafe 3.1.1).

Tabla I.10. FDPs de mejor ajuste para datos observados de diferentes componentes del agua residual afluente y efluente de LFPs en Villa Clara

Componente	Tipo de Distribución	Afluente		Efluente	
		Media	Desviación Estándar	Media	Desviación Estándar
DQO	Normal	403,7	132,5	148.4	67.9
DBO₅	Normal	215,2	68,6	73.3	36.3
NT	Normal	20,6	6,9	11.6	5.3
PT¹	Lognormal	1,5	0,742	1.0	0.4
SST¹	Lognormal	5.34	0,372	4.6	0.24
CF¹	Lognormal	17.72	6,21	5.5	2.20

¹ Se muestran los valores de los parámetros de la distribución lognormal.

En la Tabla III.11 aparecen los valores de las concentraciones máximas permisibles exigidas por la norma cubana de vertimiento (NC, 1999) y los asumidos para los SST (de normas extranjeras).

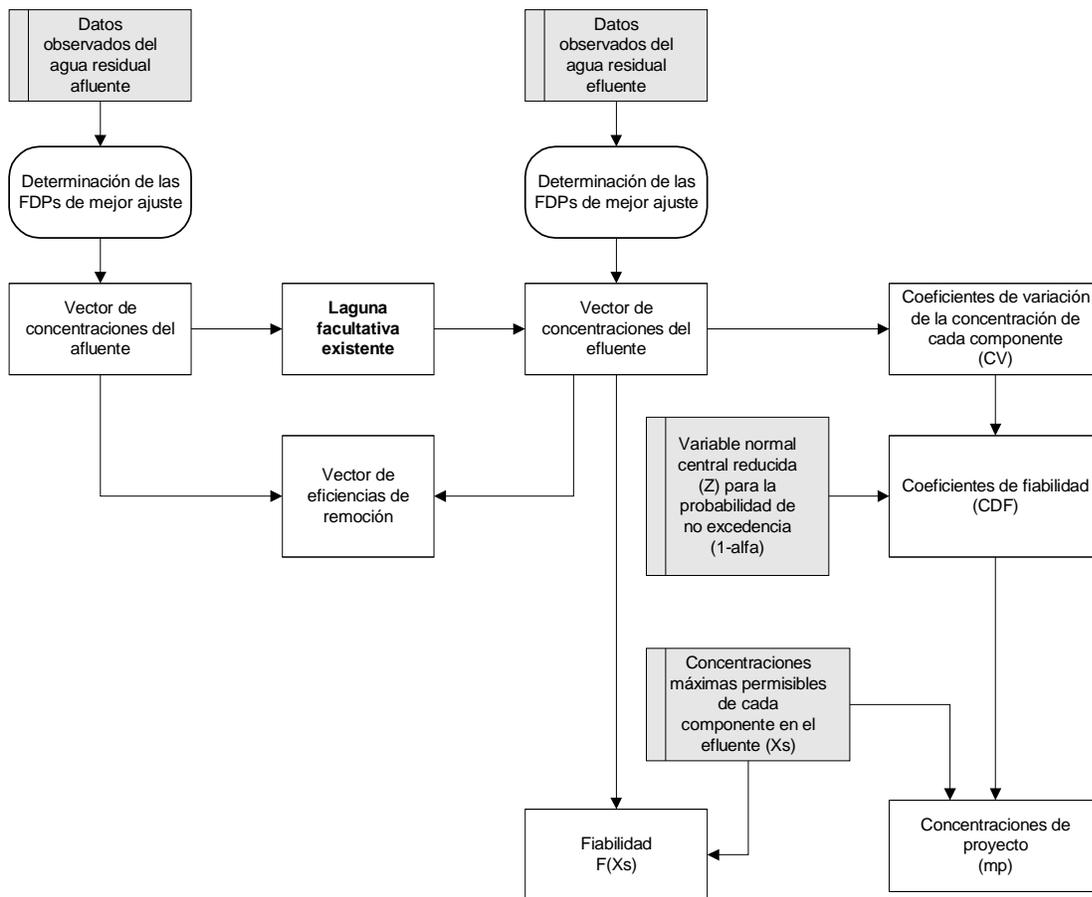


Figura III.7. Diagrama del procedimiento específico para la evaluación estocástica de lagunas existentes

Tabla III.11. Valores límites de referencia para la determinación de la fiabilidad del proceso de tratamiento para cada constituyente evaluado

Componente	Vertimiento a Ríos y Embalses ¹			Vertimiento a Suelos y Zonas No Saturadas ¹		
	A	B	C	A	B	C
DQO	70	90	120	90	160	250
DBO ₅	30	40	60	40	60	100
NT	5	10	20	5	10	15
PT ²	2 (0,7)	4 (1,4)	10 (2,3)	5 (1,6)	5 (1,6)	10 (2,3)
SST ^{2,3}	100 (4,6)	150 (5,0)	200 (5,3)	-	-	-
CF ^{2,4}	200 (5,3)	1000 (6,9)	-	20 (3,0)	50 (3,9)	-

¹ A, B y C corresponden a diferentes Clases de cuerpos receptores según (NC, 1999);

² Componentes ajustados mediante una distribución lognormal; entre paréntesis se muestran los valores del logaritmo neperiano de los límites máximos permisibles (NC, 1999);

³ Valores límites no referidos en la norma cubana de vertimiento.(NC, 1999). Se asumieron valores lógicos en base a los establecidos en (Communities, 1991; Presidencia, 2001);

⁴ El contenido de coliformes fecales se expresa en $\text{NMP}\cdot(100 \text{ mL})^{-1}$, el resto de componentes en $\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$.

3.1.4.1 Aplicación del procedimiento basado en la fiabilidad del proceso de tratamiento para la evaluación de LFPs

El vector de concentraciones obtenido para el agua residual efluente de las LFPs fue empleado para calcular la fiabilidad de las LFPs (Tabla III.12), con respecto a los diferentes valores de los límites máximos permisibles en la norma cubana de vertimiento (NC, 1999).

Tabla III.12. Valores medios y desviaciones estándares para cada componente evaluado y las fiabilidades calculadas - respecto a la concentración máxima permisible

Componente	Porcentaje de Remoción		Fiabilidad para el Vertimiento a Ríos y Embalses ¹			Fiabilidad para el Vertimiento a Suelos y Zonas No Saturadas ¹		
	Media	D. Est.	A	B	C	A	B	C
	----- (mg.L ⁻¹) -----		----- (%) -----			----- (%) -----		
DQO	64,2	4,5	9,5	16,5	31,4	16,5	56,6	97,3
DBO ₅	67,2	5,8	7,3	13,8	31,5	13,8	31,5	79,5
NT	49,6	10,5	9,7	39,7	94,9	9,7	39,7	75,8
PT	38,1	7,5	25,1	72	97,8	83,7	83,7	97,8
SST ²	47	1	100	100	100	-	-	-
CF ³	99,997	3	44,5	76,1	76,1	10,6	21	21

¹ A, B y C corresponden a diferentes Clases de cuerpos receptores;

² Límites no referidos en la norma cubana de vertimiento. NC 27:99. Se asumieron valores lógicos;

³ El contenido de coliformes fecales se expresa en $\text{NMP}\cdot(100 \text{ mL})^{-1}$, el resto de componentes en $\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$;

- No se establece un valor límite fijo en la norma cubana de vertimiento, NC 27:99;

Resaltados en negritas casos donde el efluente cumple con la calidad requerida.

La evaluación estocástica de las lagunas facultativas primarias basada en su fiabilidad indica bajos valores de las fiabilidades del tratamiento con respecto a los diferentes valores límites exigidos en la referida norma cubana de vertimiento (Tabla III.12). Además, las lagunas facultativas primarias bajo estudio muestran eficiencias medias de remoción de materia orgánica y nutrientes ligeramente inferiores a los reconocidos en la literatura especializada (Abis y Mara, 2005a; Cladir Terezinha, 2002; Mara, 2008; Von Sperling, 2005; Rojas, 2002).

3.1.4.2 Aplicación del Procedimiento analítico para la evaluación de LFPs

La aplicación del procedimiento analítico para la evaluación de las LFPs en Villa Clara, con respecto a las concentraciones máximas permisibles tomadas de referencia, permite determinar los coeficientes de fiabilidad y con estos las concentraciones de proyecto para los diferentes componentes del agua residual, para un nivel de confianza del 95 % (Tabla III.13).

La razón entre las concentraciones de proyecto del efluente y las correspondientes concentraciones reales indican un desempeño insuficiente, con valores de la razón menores que 1, para la mayoría de los constituyentes con respecto a las diferentes clases de cuerpos receptores (Tabla III.14).

Tabla III.13. Coeficientes de variación (CV), coeficientes de fiabilidad (CDF) y concentraciones medias de proyecto para el efluente y un nivel de confianza del 95 %

Componente	CV	CDC.	Concentraciones de Proyecto para el Vertimiento a Ríos y Embalses ¹			Concentraciones de Proyecto para el Vertimiento a Suelos y Zonas No Saturadas ¹		
			A	B	C	A	B	C
			----- mg·L ⁻¹ -----					
DQO	0,37	0,59	41	53	71	53	94	148
DBO ₅	0,39	0,58	17	23	35	23	35	58
NT	0,43	0,56	2,8	5,6	11,1	2,8	5,6	8,3
PT	0,62	0,46	2,3	4,6	9,2	2,3	4,6	6,9
SST	0,2	0,73	37	73	110	147	-	-
CF ²	2,28	0,27	54	270	-	5	14	-

¹ A, B y C corresponden a diferentes Clases de cuerpos receptores (NC, 1999);

² El contenido de coliformes fecales se expresa en NMP·(100 mL)⁻¹, el resto de componentes en mg·L⁻¹.

En la Tabla III.15 se muestran los valores de los coeficientes de fiabilidad de los componentes estudiados en el efluente de LFPs en Villa Clara, calculados para tres diferentes niveles de confianza (0,90; 0,95 y 0,99) mediante la ecuación (I.27).

Para el diseño determinístico de LFPs, en Villa Clara y en Cuba, se recomienda la utilización, para el efluente, de las concentraciones de DBO₅ y CF de proyecto que se muestran en la Tabla III.16, que incluyen la variabilidad de la carga de entrada. De igual manera, estos valores pueden servir para la evaluación con datos de muestreos aislados o no seriados, en lugar de emplear los de la norma cubana.

Tabla III.14. Razón de las concentraciones de proyecto para el efluente de LFPs entre las correspondientes concentraciones reales u observadas

Componente	Vertimiento a Ríos y Embalses ¹			Vertimiento a Suelos y Zonas No Saturadas ¹		
	A	B	C	A	B	C
DQO	0,3	0,4	0,5	0,4	0,6	1
DBO ₅	0,2	0,3	0,5	0,3	0,5	0,8
NT	0,2	0,5	1	0,2	0,5	0,7
PT	0,7	1,3	2,7	0,7	1,3	2
SST	0,7	1,1	1,4	1,4	-	-
CF	0,04	0,22	-	0,004	0,01	-

¹ A, B y C corresponden a diferentes Clases de cuerpos receptores (NC, 1999);
Resaltados en negritas casos donde el efluente cumple con la calidad requerida.

Tabla III.15. Coeficientes de fiabilidad para diferentes niveles de confianza de los componentes estudiados en el efluente de LFPs en Villa Clara

Nivel de fiabilidad	DQO ¹	DBO ₅	NT	PT	SST	CF
0,90	0,67	0,66	0,64	0,57	0,79	0,44
0,95	0,59	0,58	0,56	0,46	0,73	0,27
0,80	0,46	0,45	0,42	0,31	0,64	0,11

¹ Concentraciones en mg·L⁻¹, excepto para coliformes fecales (CF), que se expresan en NMP·100 mL⁻¹

Los resultados de la aplicación del procedimiento analítico de evaluación estocástica a las series de datos simulados (Tabla III.14) mostraron elevada similitud con los obtenidos mediante la evaluación basada en la fiabilidad del proceso (Tabla III.12) (comparar valores resaltados en negritas). Esto muestra que ambos procedimientos arrojan resultados similares.

La obtención de las concentraciones de proyecto para diferentes niveles de confianza permite obtener diseños determinístico de LFPs en Cuba, mediante el modelo de flujo disperso, más fiables; además de facilitar una mejor interpretación de datos de muestreos aislados, puntuales o compuestos.

Tabla III.16. Concentraciones de proyecto o diseño¹ (m_P) requeridas para que el efluente de LFPs en Villa Clara cumpla, para tres niveles de fiabilidad, con la norma cubana de vertimiento

Nivel de confianza	Tipo de cuerpo receptor	DBO ₅	CF
0,9	Ríos y embalses		
	Clase A	20	88
	Clase B	27	441
	Clase C	40	-
	Suelos y zonas no saturadas		
	Clase A	27	9
0,95	Clase B	40	22
	Clase C	66	-
	Ríos y embalses		
	Clase A	17	54
	Clase B	23	270
	Clase C	35	-
0,99	Suelos y zonas no saturadas		
	Clase A	23	5
	Clase B	35	13
	Clase C	58	-
	Ríos y embalses		
	Clase A	13	22
0,99	Clase B	18	108
	Clase C	27	-
	Suelos y zonas no saturadas		
	Clase A	18	2
	Clase B	27	5
	Clase C	45	-

¹ Concentraciones en mg·L⁻¹, excepto los coliformes fecales que se expresan en NMP·100 mL⁻¹

Elaboración propia

Un análisis especial se hace sobre la presencia de algas en el efluente de lagunas facultativas (ver Anexo 8). La DBO₅ ejercida por las algas representa entre el 70 y el 90 % de la DBO₅ total en el efluente de las LFPs. Si se tiene en consideración que las algas en el efluente se dispersan en la masa de agua del cuerpo receptor, son consumidas por el zooplancton y peces filtradores y producen oxígeno durante el día, esta demanda no debe ser considerada una carga contaminante sobre el medio. En consideración a la presencia de algas en los efluentes de lagunas facultativas y de maduración, algunos países, principalmente desarrollados, han establecido valores máximos permisibles de sólidos suspendidos totales (SST) y de DBO₅ total más altos para lagunas facultativas y de maduración que para el resto de los tratamientos. En

otros casos, en correspondencia con esta particularidad del efluente de las LFPs, el valor máximo permisible de DBO₅ en el efluente vertido por estos tratamientos naturales se establece en base a la DBO₅ filtrada y no a la DBO₅ total. (Communities, 1991; Comisión Europea, 2001; Levstek *et al.*, 2008; Peña y Mara, 2004; Presidencia, 2002; Presidencia, 2001)

Como resultado de la las aplicaciones del procedimiento metodológico específico para la evaluación estocástica de las LFPs existentes surgen dos observaciones sobre limitaciones detectadas en la norma cubana de vertimiento (NC, 1999). Estas son: 1) no se especifica el nivel de fiabilidad con que deben ser cumplidos los valores límites que en ella se establecen; y 2) no diferencia la demanda de oxígeno de las algas para el caso de las LFPs.

Las principales causas que originan el funcionamiento insuficiente de las LFPs existentes en Villa Clara son:

1. Las lagunas facultativas primarias existentes fueron diseñadas de forma tradicional, determinística, con la aplicación de factores de seguridad y sin tomar en cuenta la variabilidad en el flujo y la composición del agua residual;
2. La norma cubana de vertimiento (NC, 1999) fue elaborada y puesta en vigencia con posterioridad al diseño y construcción de la gran mayoría de las lagunas existentes, que datan de las décadas del 70 y el 80, por lo que estas no fueron diseñadas para su cumplimiento;
3. Las lagunas facultativas primarias existentes fueron diseñadas hace más de 20 años, bajo un escenario diferente al actual y difícilmente predecible en aquella fecha (Dominguez y Gujer, 2006);
4. Otros aspectos relacionados con a operación y mantenimiento, por lo general presentes (Peña y Mara, 2004; Shilton y Harrison, 2003; Rojas, 2002);

3.2 Aplicación del procedimiento metodológico general para el diseño estocástico del tratamiento de los efluentes de las lagunas facultativas primarias - existentes en la provincia de Villa Clara, Cuba

En Cuba, no son frecuentes los sistemas combinados de tratamientos naturales, reduciéndose estos a unos pocos sistemas de lagunas de estabilización en serie.

Las principales limitaciones de las lagunas facultativas primarias son la pobre remoción de nutrientes y el alto contenido de algas, las que representan un alto porcentaje de los sólidos suspendidos y de la demanda de oxígeno del efluente de estas unidades naturales de tratamiento (de Andrade *et al.*, 2003; Willett, 2005).

Por otro lado, en la literatura se señalan las potencialidades que tienen los sistemas de cultivos acuáticos, como los ELAs, para remover los distintos contaminantes de las aguas residuales, siendo muy eficientes en la remoción de nutrientes, principalmente nitrógeno amoniacal, DBO no soluble y sólidos suspendidos totales (SST), incluidas las algas que son suprimidas por la limitación de luz debido al manto de macrofitas (de Lemos Chernícharo 2009; Willett, 2005).

En este epígrafe, se aplica el procedimiento metodológico general para el diseño estocástico al tratamiento mediante estanques con lemnáceas, de los efluentes de las LFPs. En este caso, el diseño se realiza mediante el procedimiento gráfico – analítico (ver epígrafe 2.2.2.2).

3.2.1 Modelo estocástico para la simulación de estanques con lemnáceas (SEELA)(Anexo 2)

Para la modelación del proceso de tratamiento mediante ELAs se utiliza el modelo de flujo de pistón (ecuación I.17) (EPA, 1988, 1993; Rousseau, 2005; Rousseau *et al.*, 2004).

Dado que los valores de las constantes cinéticas en la literatura para el modelo de flujo de pistón de estanques con lemnáceas son muy escasos y en la mayoría de los casos no se conoce como fueron determinados se decidió su determinación experimental, lo cual reduce sustancialmente la incertidumbre asociada con los valores utilizados de los coeficientes cinéticos.

Con el propósito de determinar experimentalmente estas constantes cinéticas, se diseñó una Estación Piloto para el tratamiento del agua residual proveniente de la parroquia de Eugenio Espejo y de la comunidad de Puerto Alegre, asentamientos poblacionales a orillas del lago San Pablo o Imbakucha, en Ecuador (Sánchez y Coral, 2004; Sánchez y Coral, 2009).

Se construyeron 6 estanques al aire libre, cada uno de 20 m de largo por 2 m de ancho y 30 cm de profundidad, e impermeabilizados con polietileno comercial. Los estanques fueron diseñados y construidos para una relación largo:ancho de 10:1, buscando un comportamiento hidráulico cercano al de flujo de pistón. El afluente provenía directamente del alcantarillado, llegando primero a un tanque de sedimentación con un tiempo de retención hidráulico (TR) de 8 horas, para luego pasar a los estanques con *Lemna gibba*. Todo el sistema funcionó con flujo hidráulico por gravedad. Los flujos del agua residual que se disponían hacia los estanques de tratamiento, fueron controlados con válvulas PVC para establecer tiempos de retención hidráulicos (TR) de 2 días, 4 días, 5,5 días , 8 días y 11 días, creándose 5 tratamientos: T1, T2, T3, T4 y T5, respectivamente.

Se utilizó el Diseño de Bloques Completamente al Azar (DBCA) con cinco tratamientos y tres repeticiones, aplicando la prueba de Tukey al 5% para evaluar posibles diferencias significativas entre tratamientos.

Se analizaron un total 63 muestras de agua residual. La DBO5 se realizó según APHA-AWWA-WEF (1989). Los conteos de coliformes totales y fecales se realizaron con el método de filtración por membrana, previa dilución del agua residual, y el resto de las determinaciones analíticas se realizaron según HACH (1998).

La semilla de *Lemna gibba* fue obtenida en áreas someras del lago San Pablo. Se esperó 30 días a régimen estacionario, antes del inicio de las corridas del diseño experimental, para la adaptación y crecimiento de la semilla. La densidad base y el rendimiento máximo de lenteja producida en cada tratamiento (o estanque) fue inicialmente determinado.

Todos los tratamientos fueron iniciados a partir de una densidad de biomasa fresca de $1\ 000 \pm 100\ \text{g}\cdot\text{m}^{-2}$, regulada mediante cosecha manual de tres veces a la semana. Durante los primeros 15 días de cada corrida experimental se medía el crecimiento de la lenteja de agua. La densidad de masa fresca se midió con el auxilio de un marco flotante con un área de $0.25\ \text{m}^2$, para lo cual se obtuvo diariamente la masa promedio de tres mediciones, en tres puntos distribuidos a lo largo de cada estanque.

El estudio experimental a escala piloto mostró que las plantas de lemnáceas (*Lemna gibba*) se adaptaron bien a las características del agua residual (Tabla 18). Se observó una relación inversa entre el tiempo de retención hidráulico (T_R) y el rendimiento máximo de lenteja fresca. Para $T_R=2$ días, se observó un rendimiento máximo de la lenteja fresca correspondiente a $275\ \text{g}/\text{m}^2/\text{día}$, mientras que para $T_R=11$ días, este fue de $154\ \text{g}/\text{m}^2/\text{día}$. Los valores de la densidad base y de rendimiento máximo observados son similares a los reportados por (Santiago, 2002; Willett, 2005); estos fueron superiores a los reportados por Skillicorn (1993).

Se ajustaron las líneas rectas, entre $\ln(C_{X,1}/C_{X,0})$ y T_R , para las ecuaciones (I.16) y (I.17), en el Capítulo I (Se empleó el programa Table Curve 2.1). En la Figura III.8 se muestra la curva obtenida para el ajuste de K_{DBO} para la ecuación I.16 y en la Figura III.9 de K_{CF} para la ecuación I.17. En la Tabla III.17 se muestran los principales estadísticos para los coeficientes ajustados, para los dos modelos evaluados en ELAs.

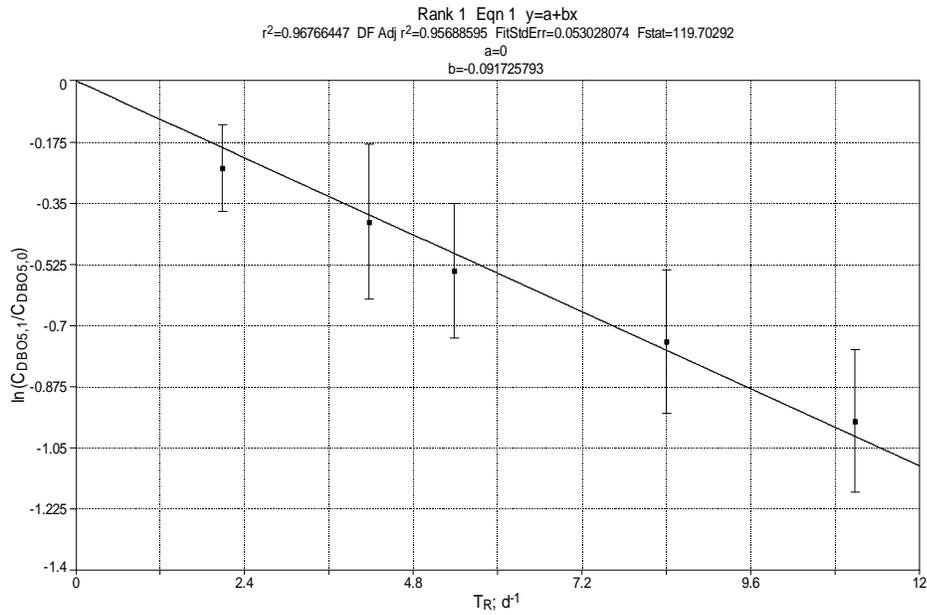


Figura III.8 Calibración de la constante cinética de remoción de la DBO para el modelo de flujo de pistón (ecuación I.16)

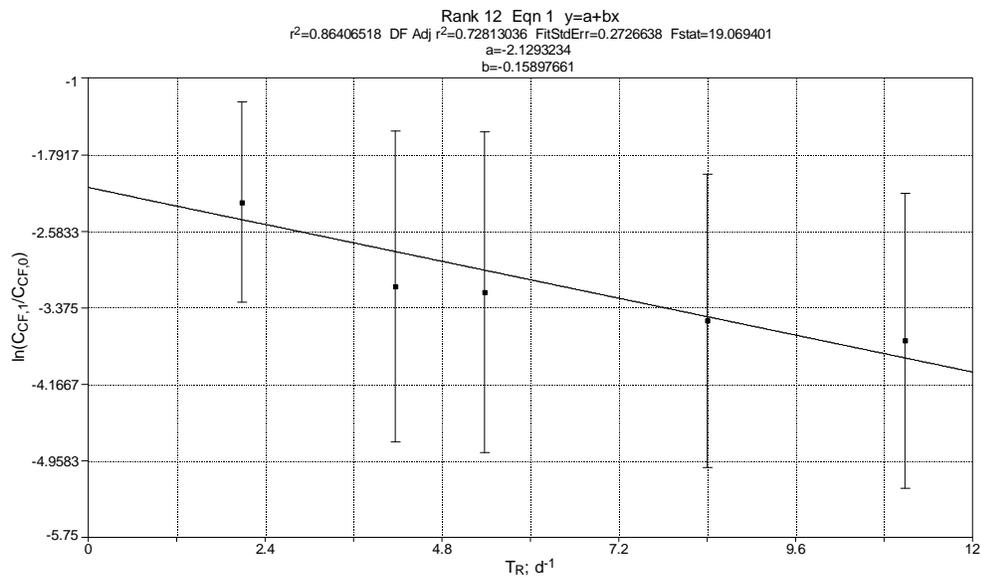


Figura III.9 Calibración de la constante cinética de remoción de los CF para el modelo de flujo de pistón (ecuación I.17)

Tabla III.17. Principales estadísticos para los coeficientes de los modelos calibrados en ELAs

Constituyente	Ecuación ajustada	R ²	Coeficientes	Valor medio	Límite de confianza al 95 %		Valor P
					Mínimo	Máximo	
DBO5	II.16	0,56	A	1	-	-	-
			K _{DBO}	0,146	0,1206	0,1717	0,087
DBO5	II.17	0,9069	A	0,6156	0,388	0,9767	0,044
			K _{DBO}	0,0918	0,0377	0,1458	0,012
CF	II.17	0,977	A	0,1262	0,0809	0,1969	0,000
			K _{CF}	0,2968	0,2295	0,364	0,0019

Elaboración propia

Para la simulación de ELAs se toman las constantes cinéticas obtenidas en el Ecuador para los estanques con lemnáceas (ELAs). Su empleo en Cuba se justifica, basándose en los siguientes criterios y supuestos:

1. En la literatura especializada son extremadamente escasos los valores reportados para las constantes cinéticas del tratamiento mediante estanques con lemnáceas y otras plantas acuáticas flotantes.
2. En la mayoría de los casos en que se reportan valores para los coeficientes cinéticos, no se muestra la información necesaria sobre las condiciones, procedimientos empleados y supuestos tomados en su determinación;
3. Se conoce el procedimiento y las condiciones ambientales bajo las cuales fueron obtenidas las constantes empleadas en este trabajo;
4. Dado que se emplean especies de lemnáceas naturales, adaptadas al agua residual, propias del lugar y no trabajadas biogenéticamente, se asume que las diferencias que pueden presentarse en el valor de las constantes cinéticas entre el Ecuador y Cuba, se deben mayoritariamente a las diferencias en la temperatura;
5. El método de diseño propuesto en manuales publicados por prestigiosos autores sobre el tema, se basa en un conjunto de valores o rangos de valores determinados empíricamente para parámetros como la carga superficial de DBO₅ (L_S; en kg DBO₅·ha⁻¹·d⁻¹), la carga hidráulica (L_H; en m³·ha⁻¹·d⁻¹) o el tiempo de retención hidráulico (T_R, d⁻¹);
6. Se considera que, el empleo de las constantes cinéticas determinadas en el Ecuador, con la debida corrección de temperatura, tiene un menor nivel de incertidumbre, que el empleo de constantes tomadas de la literatura.

Las magnitudes de los parámetros y los valores de incertidumbre asumidos por defecto para el modelo de pistón aplicado a ELAs (Modelo SEELA) se muestran en la Tabla III.18.

Tabla III.18. Magnitudes por defecto tomadas para los parámetros de entrada al modelo de flujo de pistón para ELAs

Parámetro	Unidades	Valor medio	Porcentaje de incertidumbre	Fuentes
Θ_{DBO5}	-	1,05	20	(Von Sperling, 1999a, 2005)
Θ_{CF}	-	1,07	20	(Von Sperling, 1999a, 2005)
T	° C	20	10	Observaciones propias Valores de INRH
E_{Neta}	mm·d ⁻¹	5.12	10	(2008) corregidos de acuerdo con Cothren et al. (2001)
K_{DBO}^{20}	d ⁻¹	0,0918	10	Elaboración propia
A_{DBO}	-	0,6156		Elaboración propia
K_{CF}^{20}	d ⁻¹	0,2968	10	Elaboración propia
A_{CF}	-	0,1262		Elaboración propia
L:A	-	10:1	0	(Sánchez y Coral, 2009; Willett, 2005)
Z	m	0,4	0	(Sánchez y Coral, 2009; Willett, 2005)

3.2.1.1 Ajuste y comprobación del modelo SEELA

Para evaluar la posibilidad del empleo de las constantes obtenidas en el Ecuador en Cuba, se procesaron los datos reportados en un estudio con lemnáceas reportados por Rodríguez et al. (1997; 2005) donde evaluaron la factibilidad del tratamiento de las aguas residuales domésticas utilizando plantas acuáticas con resultados similares a los reportados en la literatura internacional (Caicedo, 2004; EPA, 1988; Gideon *et al.*, 1987; Kadlec *et al.*, 2000; Oron *et al.*, 1987). Rodríguez et al. (1997; 2005) evaluaron a escala de laboratorio los sistemas combinados laguna – jacinto de agua y laguna – lenteja de agua para el tratamiento de residuales

domésticos, para sistemas operados con lagunas de baja carga superficial de $\text{DBO}_5 - L_S$ entre 17,8 y 48,6 $\text{kg DBO}_5 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ – y cortos tiempos de retención – entre 0,8 y 2,3 días – seguidas de estanques con lenteja de agua con tiempos de retención entre 1,6 y 4,6 días, reportan efluentes finales con concentración de DBO_5 entre 12 y 22 $\text{mg DBO}_5 \cdot \text{L}^{-1}$.

El modelo estocástico elaborado – programa SEELA - se aplicó a los datos reportados por Rodríguez et al. (1997; 2005), empleándose los valores de K_{DBO} determinados en Ecuador corregidos para la temperatura e incorporándose valores de incertidumbre del 30 % sobre K_{DBO} y sobre la C_{DBO} en el agua residual afluente reportados por estos autores. Se obtuvieron valores simulados comparables para la C_{DBO} , aunque ligeramente superiores a los reportados por estos autores (Figura III.10); lo que apoya la factibilidad del empleo estas constantes.

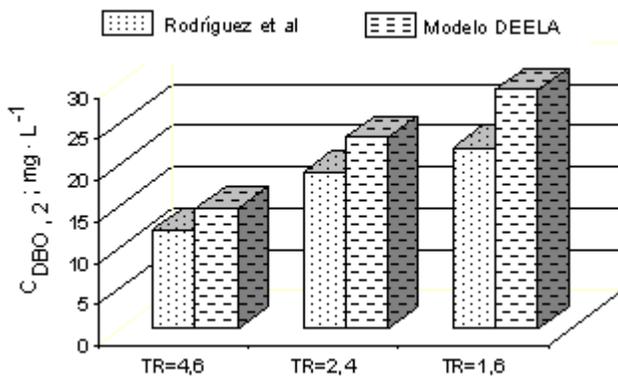


Figura III.10. Valores reportados por Rodríguez y Jenssen (2005) y estimados con la utilización del valor de K_{DBO} determinado en el Ecuador con corrección de temperatura

3.2.2 Aplicación del método gráfico – analítico para el diseño del tratamiento de efluentes de LFPs mediante ELAs

El modelo de simulación anteriormente establecido y basado en la DBO_5 , se utiliza para el diseño estocástico del tratamiento con estanques de lemnáceas de los efluentes de LFPs. Se aplica el procedimiento gráfico – analítico descrito en el epígrafe 2.2.2.2.

Se obtiene una gráfica con las series de curvas de fiabilidad, respecto a un valor máximo permisible de 30 $\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$ (F_{30}), contra la concentración en el efluente del primer tratamiento ($C_{\text{DBO},1}$), que a su vez es la concentración afluente del segundo tratamiento. Cada curva se obtiene para un valor constante del tiempo de retención hidráulico del segundo tratamiento ($T_{R,2}$), variado entre 2 y 12 días (Figura III.11).

3.2.2.1 Diseño de tres sistemas combinados a partir de LFPs existentes

Con la serie de puntos ($C_{DBO,1}$; $T_{R,2}$) obtenidos mediante la interpolación para $F_{30} = 90\%$ en la Figura III.11 se obtiene la Figura III.12, que es empleada para el diseño estocástico del tratamiento del efluente de tres LFPs existentes: La Panchita, Ranchuelo y Caibarién.

Primeramente, se aplica el modelo SELFP a las tres LFPs mencionadas (Tabla III.19); observándose diferencias en su funcionamiento que se refleja en bajas eficiencias de remoción y muy bajas fiabilidades de estos procesos de tratamiento, tanto para el vertimiento de sus efluentes a cuerpos receptores clase A ($X_S = 30 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) como clase B ($X_S = 40 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$) (Tabla III.20).

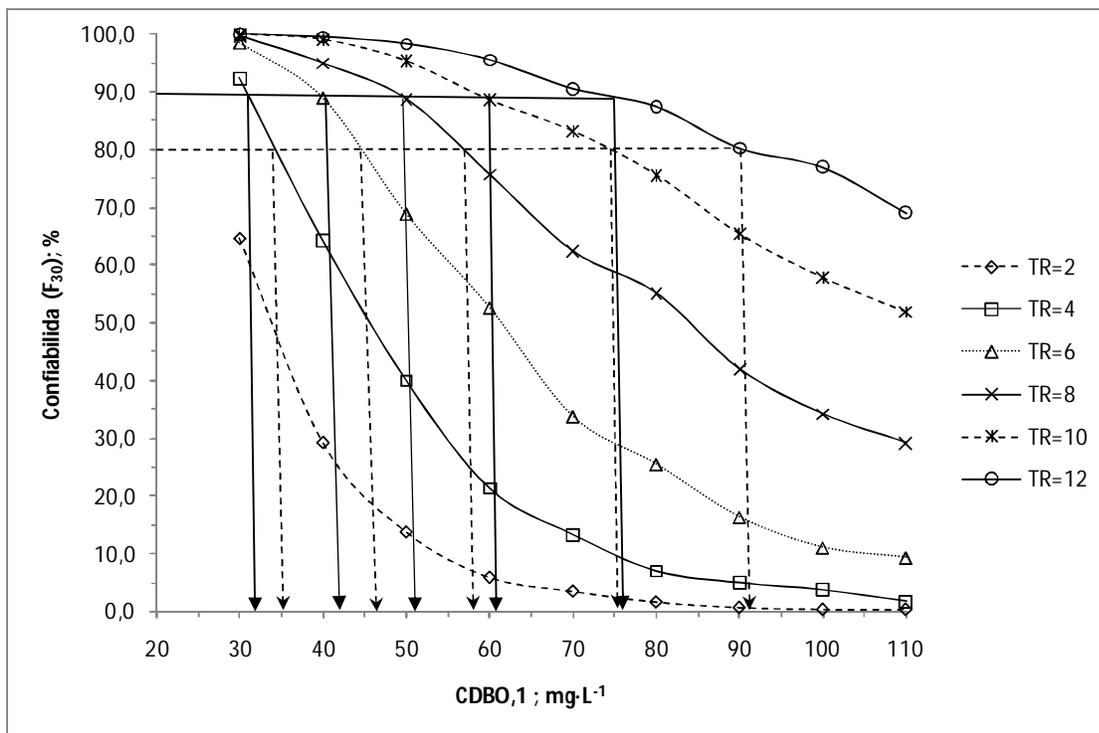


Figura III.11. Gráfica con las series de curvas de fiabilidad para un valor máximo permisible de $30 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ (F_{30}) contra la concentración efluente del primer tratamiento ($C_{DBO,1}$) (TTO 1)

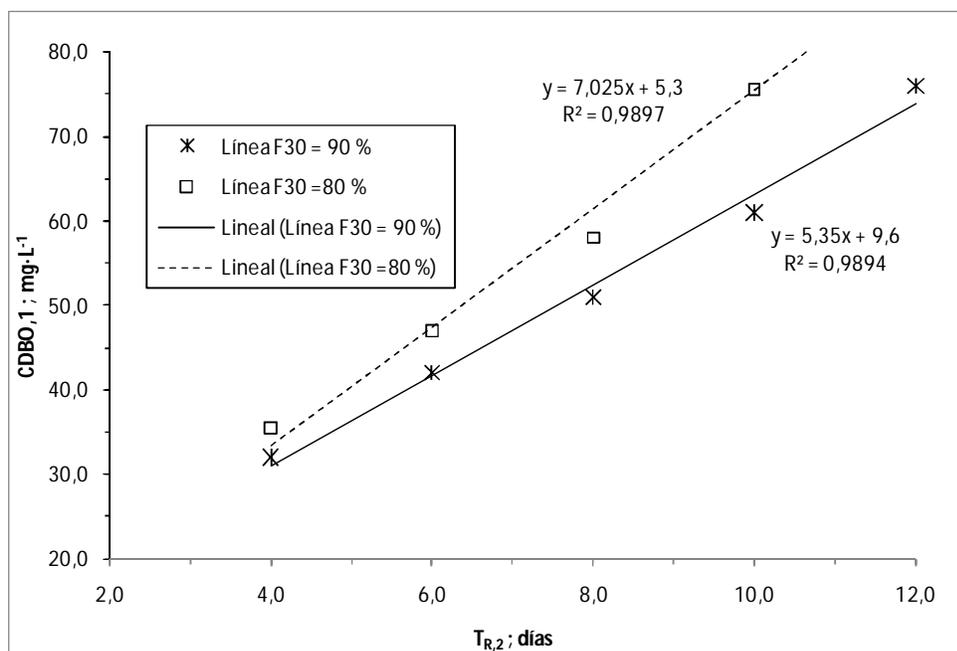


Figura III.12. Líneas rectas que relacionan $C_{DBO,1}$ con $T_{R,2}$ para un mismo nivel de fiabilidad (80 y 90 %) del cumplimiento de $C_{DBO,2}$ del límite máximo permisible

Tabla III.19. Resultados de la aplicación del programa SELFP a tres LFPs en Villa Clara.

Laguna	Estadístico	Población	T_R	L_S	$C_{DBO,1}$	$E(DBO,1)$
		(hab)	(días)	(kgDBO ₅ ·ha ⁻¹ ·d ⁻¹)	(mg·L ⁻¹)	(%)
La Panchita	Promedio	287	31	126	30,1	83,6
	Desv. Estándar	13	3	13	6,6	2,1
Ranchuelo	Promedio	1100	58	168	97,7	55,5
	Desv. Estándar	52	7	17	18,2	1,9
Caibarién	Promedio	3312	49	133	71,7	66,9
	Desv. Estándar	152	5	14	13,9	1,8

Tabla III.20. Fiabilidades esperadas en las tres lagunas estudiadas para cinco diferentes valores del límite máximo permisible de DBO₅

Laguna	F30	F40	F60	F80	F100
La Panchita	53,4	92,4	99,9	100,0	100,0
Ranchuelo	0,0	0,0	0,6	16,6	58,1
Caibarién	0,0	0,1	20,0	74,6	96,6

Con las concentraciones medias obtenidas con el modelo SELFP y la Figura III.12, se determinan los valores del tiempo de retención hidráulico requeridos para que el tratamiento mediante estanques con lemnáceas del efluente de las tres lagunas estudiadas cumpla con un 90 % de fiabilidad los valores máximos de DBO₅ permisibles augurándose que con la adición de estos sistemas en todos los caso el efluente cumple al 90% de fiabilidad con la calidad requerida (Tabla III.21).

Tabla III.21. Tiempos de retención requeridos en el tratamiento mediante estanques con lemnáceas ($T_{R,2}$) para garantizar que el efluente del sistema binario, LFP-ELA cumpla la norma de vertimiento de DBO₅ con una fiabilidad del 90 %.

Laguna	TR,2 Estimado
La Panchita	1,5
Ranchuelo	6,8
Caibarién	4,8

3.3 Análisis económico

El presente análisis económico se inicia con el establecimiento del costo de inversión y las funciones de costo de LFPs y ELAs; continuando con la evaluación técnico-económica individual de las LFPs existentes y la evaluación económico-social comparativa de diferentes variantes de inversión para el tratamiento natural de aguas residuales urbanas en la provincia de Villa Clara, Cuba.

3.3.1 Costo de inversión de lagunas y estanques

Los costos de inversión determinados incluyen los costos de diseño, de asesoría, del terreno y de construcción de lagunas y estanques.

El cálculo del costo de las lagunas facultativas primarias (LFPs) y los estanques con lemnáceas parte de los siguientes supuestos:

- 1) Los rangos de dimensiones consideradas para el análisis de costos han sido definidos considerando las dimensiones reales de las LFPs existentes en Villa Clara (Tabla III.22) (Anexo 3).

Tabla III.22 Rangos de los principales parámetros morfométricos de LFPs y ELAs abarcados en el estudio económico de estas unidades de tratamiento natural

Parámetro morfométrico	Unidad de medida	Lagunas facultativas primarias	Estanques con lemnáceas
Largo (L)	m	30 a 400	10 a 70
Relación Largo:Ancho (L:A)	-	1:1 a 3:1	10:1
Profundidad (Z)	m	1,2 a 3,5	0,5

2) Los cálculos del volumen a excavar, el área de la sección transversal del talud, el volumen del talud, la superficie a impermeabilizar y el volumen de arcilla a transportar para la impermeabilización para las lagunas existentes y para los nuevos diseños fueron realizados en base al esquema de la sección del talud que se muestra en la Figura III.13.

El volumen a excavar, la superficie a impermeabilizar, el volumen de arcilla a transportar y otros datos se obtuvieron bajo la condición de diseño que asume que el volumen a excavar es igual al volumen del talud sobre el nivel del terreno. Para su cálculo se elaboró un programa en Microsoft Excel 2007, que determina la profundidad de excavación con una precisión en la profundidad de 0,1 m.

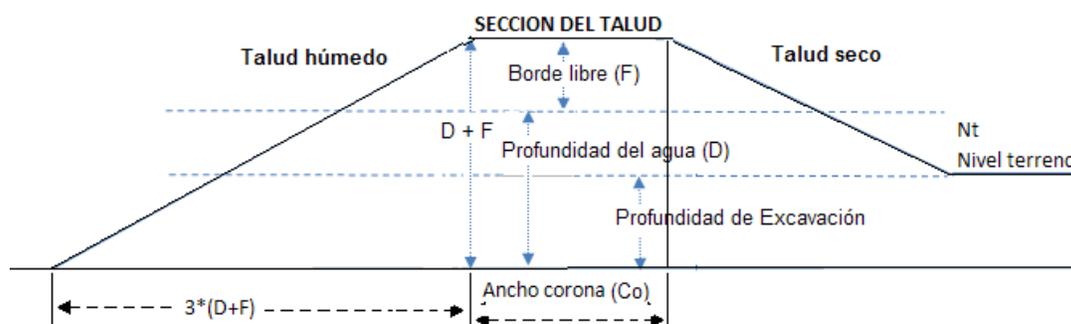


Figura III.13. Perfil del talud típico empleado para el cálculo del costo de las lagunas facultativas primarias y estanques de lemnáceas

El área de la sección transversal del talud (S_T) se calcula mediante la expresión:

$$S_T = 3 \cdot (D+F) + Co \cdot (D+F) \quad (III.5)$$

Siendo el volumen del talud:

$$V = S_T \cdot (2 \cdot (L-Co) + 2 \cdot (A-Co)) \quad (III.6)$$

donde:

Co = ancho de la corona, m;

L = largo superior de la laguna, m;

A = ancho superior de la laguna, m.

Los costos de construcción incluidos se desglosan en:

- Costo de nivelación
- Costo de excavación
- Costo de conformación y perfilado de taludes
- Costo de acarreo para impermeabilización
- Costo del terreno

Los costos unitarios han sido tomados del PRECONS 2007, que establece tarifas a las distintas actividades constructivas, en el territorio nacional cubano.

Los costos de diseño y asesoría suponen el 10 % de los costos de construcción totales. Este valor es asumido en base a criterios internacionales (K.-U. *et al.*, 2009; Oakley *et al.*, 2004; Terceño *et al.*, 2007; Tsagarakis *et al.*, 2003).

Los datos unitarios empleados para el cálculo, a menos que el diseño evaluado difiera en ello, se muestran en la Tabla III.23.

Tabla III.23. Datos unitarios tomados por defecto para el cálculo de costos

Costos diseño y asesoramiento (% del costo de construcción)	0,1
Profundidad de LFP (m)	1,5
Profundidad de ELA (m)	0,5
Distancia asumida para acarreo (km)	5
Costo nivelación (P/m ²) ^a	0,24
Costo excavación (P/m ³) ^a	0,57
Costo de perfilado del talud (P/m ²) ^a	0,13
Costo acarreo hasta 1 km	0,89
Costo acarreo cada km adicional	0,28

^a P = CUP ó pesos cubanos;

Elaboración propia

No se toma un costo de la tierra ya que en Cuba no existe un mercado de la tierra y la misma es otorgada con libre usufructo para los productores. Además, el único impuesto a estos productores se establece ante la utilización de fuerza de trabajo. En muchos casos, el estado posee las tierras y el mismo dispone de ellas y el reparto de la misma es asignado, sin considerar precio alguno.

3.3.2 Funciones de costo

Se calcularon los costos de inversión para 12 volúmenes diferentes y uniformemente distribuidos dentro del rango de 625 a 120 000 m³ para las LFPs y de 60 a 660 m³ para un estanque dentro del conjunto de ELAs. Con estos datos, se ajustaron las curvas de log (Ci) contra log (V) y se calcularon las siguientes funciones de costo:

$$Ci_{LFP} = 1,9231 \cdot V_{LFP}^{0,9146} \quad (III.7)$$

donde:

Ci_{LFP} = costo de inversión de una LFP;

V_{LFP} = volumen máximo de LFP.

$$Ci_{ELA} = 0,69135 \cdot V_{ELA}^{1,0423} \quad (III.8)$$

donde:

Ci_{ELA} = costo de inversión de un ELA;

V_{ELA} = volumen máximo de ELA.

Estas funciones de costo pueden ser empleadas para estimar el costo de inversión de LFPs y de ELAs. Debe destacarse que para el caso de ELAs el costo total de la inversión será el costo obtenido por la ecuación II.

3.3.3 Evaluación técnico-económica individual de las LFPs existentes

El funcionamiento de las LFPs existentes se simula mediante la aplicación de los modelos SEARU y SELFP. Los resultados de la aplicación de estos modelos, con la inclusión de las funciones de costo, han permitido obtener los costos de inversión (Ci) actuales, la fiabilidad con respecto al límite máximo permisible de 30 mg de DBO₅·L⁻¹ (F₃₀), los valores de los índices que relaciona los costos con la fiabilidad (CiF₃₀) y con la población equivalente (CiPE) (Anexo 9).

La fiabilidad y los indicadores de costo CiF₃₀ y CiPE varían dentro de amplios rangos lo que refleja el comportamiento no uniforme del conjunto de LFPs (ver histogramas de frecuencias en Anexo 10).

3.3.4 Evaluación económica-social comparativa de diferentes variantes de inversión para el tratamiento natural de aguas residuales urbanas en Villa Clara, Cuba

Se aplica la metodología basada en la medida de preferencia de decisión para la inversión (MPDI), con la incorporación de efectos intangibles (Sánchez, 2005), para la evaluación de tres variantes o alternativas de tratamiento del agua residual urbana mediante tecnologías naturales – lagunas facultativas primarias y estanques con lemnáceas.

Las tres variantes o alternativas de inversión se desarrollan para una misma población servida, de 1028 habitantes. Se tomó, como laguna existente, la laguna de la Rosita por tener una población servida de 1028 habitantes y parámetros morfométricos muy próximos a los promedios de las LFPs en Villa Clara. El rediseño de la laguna existente y los nuevos diseños se realizaron para esta misma población, a fin de facilitar la comparación de los resultados. Las variantes son:

V1: Rediseñar las lagunas aplicando el procedimiento metodológico general para el diseño estocástico

V2: Añadir a las lagunas existentes estanques de lentejas de agua

V3: Rediseñar las lagunas y complementarlas con estanques de lentejas de aguas

En todas las variantes se emplea el procedimiento metodológico general para el rediseño o diseño estocástico a las unidades de tratamiento correspondientes.

Las dimensiones de la LFP existente – La Rosita – fueron obtenidas del archivo de datos del INRH (INRH, 2008); mientras que, las dimensiones del resto de las variantes (Tabla III.24), fueron obtenidas mediante las siguientes aplicaciones del procedimiento metodológico general propuesto:

1. El rediseño estocástico de la LFP existente – aplicando el procedimiento iterativo basado en la fiabilidad del proceso;
2. El diseño estocástico del tratamiento de los efluentes de la LFP existente y de la LFP rediseñada mediante estanques con lemnáceas – aplicando el método gráfico – analítico.

Tabla III.24. Variantes de inversión consideradas, número de unidades de tratamiento y sus dimensiones

Variantes	No. Unidades de tratamiento	Dimensiones de cada unidad de tratamiento		
		Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)
V1 LFP REDISEÑADA	1	60	30	1,5
V2 LFP EXISTENTE + ELA ESTANQUES	1	120	90	2
	10	51	5,1	0,5
V3 LFP REDISEÑADA + ELA ESTANQUES	1	60	30	1,5
	4	45	4,5	0,5

^a Dimensiones de laguna existente;

Fuente: Elaboración propia

Para la aplicación de la metodología basada en la medida de preferencia de decisión para la inversión (MPDI), con la incorporación de efectos intangibles se aplicó una versión del programa Proyecto Vial elaborado en Microsoft Excel por Sánchez (2009).

El cálculo del índice de importancia relativa W_j muestra para los tres factores intangibles considerados el resultado de la Tabla III.25.

Tabla III.25 Magnitud del índice de importancia relativa en efectos intangibles (W_j)

Factor	Comparaciones pareadas						Suma de preferencias	W_j
	1	2	3	4	5	6		
Olores	0	1					1	0,25
Vectores	1		0				1	0,25
Contaminación		1	1				2	0,5
TOTAL							4	1,00

De los factores intangibles, la contaminación resultó ser el factor de mayor importancia relativa y el resto de los efectos intangibles han sido considerados en igualdad de valor.

El índice de orden jerárquico R_{ij} indica, que las variantes V2 y V3 tienen menor grado de contaminación – mejor calidad en sus efluentes - que las dos primeras, por ser sistemas combinados binarios de tratamientos naturales (Tabla III.26).

Tabla III.26 Determinación del índice de orden jerárquico R_{ij} en la valoración subjetiva de proyectos de inversión

Factor	Puntaje R_{ij}			Wj
	V1	V2	V3	
Olores	0,000	0,333	0,667	0,250
Vectores	0,500	0,000	0,500	0,250
Contaminación	0,143	0,429	0,429	0,500

El rediseño de las lagunas influye directamente en la calidad del efluente debido a la disminución de vectores y olores, causado esto por un funcionamiento más eficiente de la misma, para valores de carga superficial de materia orgánica.

De acuerdo con los resultados de la aplicación del método mencionado y considerando un peso relativo del 70 % a los factores objetivos (en la Tabla III.27) y solo un 40 % a los factores subjetivos (en la Tabla III.28), se obtienen los resultados finales mostrados en la Tabla III.29.

Además, se calcula el factor de calificación subjetiva para los tres factores intangibles asumidos (FSi) (Tabla III.28).

De acuerdo con los resultados de este método aplicado en la evaluación, el índice de medida de la preferencia de la inversión (MPI) para la variante de rediseñar la laguna (V1) y la variante de rediseñar la laguna e incorporar a continuación el tratamiento con estanques de lemnáceas (V3) son más altos (resaltado en negritas). (Tabla III.29).

Tabla III.27. Determinación del factor objetivo (FO) dependiente de los costos

Variantes Costos	U/M	V1	V2	V3
Costos de Inversión	MP/año	2406,37	4208,48	3754,98

Tabla III.28. Determinación del factor de calificación subjetiva (FSi)

Factor	Puntaje R_{ij}			Wj
	V2	V3	V4	
Olores	0,000	0,333	0,667	0,250
Vectores	0,500	0,000	0,500	0,250
Contaminación	0,143	0,429	0,429	0,500
FSi	0,196	0,298	0,506	

Tabla III.29. Evaluación final de efectos intangibles e intangibles en variantes de proyectos de inversión según MPI

Medida de preferencia de variante de inversión					
Variantes	Factor objetivo	FO _i ¹	Factor subjetivo	FS _i ²	MPI
LFP _{REDISEÑADA}	70,00	0,452	30,00	0,196	37,529
LFP _{EXISTENTE} + ELA _{10ESTANQUES}	70,00	0,258	30,00	0,298	27,018
LFP _{REDISEÑADA} + ELA _{4ESTANQUES}	70,00	0,290	30,00	0,506	35,453

¹ El valor FO_i puede oscilar están entre 0 y 1; mientras más elevado sea y se acerque a la unidad, estará reflejando mayor viabilidad de la alternativa del proyecto;

² FS_i puede oscilar están entre 0 y 1; mientras más cercano a la unidad mayor valor tendrá la alternativa de proyecto en términos subjetivos.

Los sistemas combinados binarios son las alternativas de mayor valor subjetivo, debido a que reducen factores intangibles considerados, principalmente la contaminación y los olores.

Un análisis absoluto de los factores objetivos evaluados permitiría recomendar la aplicación de la variante de rediseñar las lagunas (V1), seguido muy de cerca de la variante de rediseñar las lagunas existentes y tratar sus efluentes con estanques con lemnáceas (V3) (Tabla III.29).

Cuando se incorporan las valoraciones de los intangibles, se mantienen las recomendaciones de política, pasando a ser decisivo el aspecto cualitativo a un determinado valor de ponderación de peso de los factores subjetivos. Este valor de ponderación del factor subjetivo ha llegado a ser decisivo, en algunos casos, con solo un 5 % (Sánchez, 2005).

Como la ponderación de peso de los factores objetivos y subjetivos contiene un elemento de subjetividad, se realiza un análisis de la sensibilidad del método para las tres variantes estudiadas, que permite ver los impactos de esta ponderación sobre la recomendación definitiva (Tabla III.30).

Del análisis de sensibilidad realizado es interesante notar que:

1. Hasta un peso relativo del factor subjetivo menor o igual que 30 % la recomendación definitiva es la variante de rediseño de la LFP;
2. Para un peso relativo del factor subjetivo mayor o igual al 40 % la variante de rediseño de la LFP existente más estanques de lemnáceas pasa a ser la recomendación definitiva.

Tabla III.30 Variabilidad final en la medida de preferencia de la variante de inversión según diferentes ponderaciones en el factor subjetivo

Factor subjetivo (%)	V1	V2	V3
10	42,640	26,234	31,126
20	40,085	26,626	33,289
30	37,529	27,018	35,453
40	34,974	27,410	37,616
50	32,419	27,802	39,779
60	29,864	28,194	41,942
70	27,308	28,586	44,106
80	24,753	28,978	46,269
90	22,198	29,370	48,432

Nota: Se resalta en negrita la recomendación definitiva en cada ponderación del factor subjetivo

Como la ponderación de los factores subjetivos juega un papel muy importante en la recomendación definitiva para la toma de decisiones, su valor debe ser establecido con la menor subjetividad posible. Para ello, se recomienda la utilización del criterio de expertos, dentro de los que deben incluirse tomadores de decisión, pues estos últimos deben aceptar la ponderación aplicada, para la determinación y aceptación de la recomendación definitiva.

Los resultados de esta evaluación de las variantes de inversión para el tratamiento natural de aguas residuales en Villa Clara, Cuba, sirve para el establecimiento de una estrategia progresiva– paso a paso – para la reducción de la carga contaminante (von Sperling, 2000), basada en la ejecución ordenada de las variantes de rediseño en una primera etapa y posterior complementación con estanques de lemnáceas.

Dado que esta evaluación se realiza para una sola LFP existente y sobre condiciones fijas de población servida, debe aplicarse este estudio para cada LFP existente, a fin de llegar a la recomendación definitiva para la misma.

Conclusiones del Capítulo III

1. Se desarrolla, calibra y comprueba - contra las FDPs de datos observados del flujo y composición - un modelo de simulación estocástica de las características del flujo y la composición del agua residual urbana (Modelo SEARU) y se aplica para la generación de vectores de datos aleatorios de flujo y composición del agua residual urbana en Villa Clara;
2. Para las LFPs existentes en Villa Clara, se calculan los valores de los coeficientes de fiabilidad para los diferentes componentes del agua residual y diferentes probabilidades de no excedencia ($1-\alpha$); y con estos coeficientes, se obtienen las denominadas concentraciones de proyecto, en base a la norma cubana de vertimiento (NC, 1999);
3. Se realiza la evaluación global del funcionamiento del conjunto de LFPs en la provincia de Villa Clara, Cuba – mediante dos procedimientos diferentes - utilizando los vectores de datos de flujo y composición generados mediante el modelo SEARU;
4. Los modelos empíricos para la predicción de los valores de K_{DBO} en función de T_R y L_S y de K_{CF} en función Z y T_R , permiten mejorar la calidad de las predicciones del modelo de flujo disperso para las lagunas en Villa Clara;
5. Se calibra y comprueba contra datos reportados en la literatura el modelo de flujo de pistón para ELAs (Modelo SEELA);
6. Se aplica el procedimiento gráfico – analítico (basado en las isolíneas de fiabilidad) para el diseño estocástico del tratamiento mediante estanques con lemnáceas (ELAs) de los efluentes de lagunas facultativas primarias (LFPs) (Sistema combinado binario: LFP+ELA);
7. Se determinaron las funciones de costo para la inversión de LFPs y ELAs, que permiten el análisis económico tanto de forma independiente como comparativa de unidades y sistemas combinados de estos tratamientos naturales;
8. La aplicación del análisis económico de variantes de inversión a un caso permitió determinar la mejor variante y visualizar las posibilidades que tiene la aplicación de este procedimiento en la elaboración de estrategias para la gestión de aguas residuales.

CONCLUSIONES GENERALES

1. La sistematización e integración de conceptos, métodos, procedimientos y modelos matemáticos permitió el desarrollo del procedimiento metodológico general para la evaluación del funcionamiento y el diseño estocástico de tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales, destacándose la incorporación de los conceptos de incertidumbre y variabilidad a los datos de entrada de los modelos de simulación de las características del agua residual urbana afluyente a las LFPs y de las tecnologías para su tratamiento natural;
2. La incorporación de los conceptos de fiabilidad, coeficientes de fiabilidad y concentraciones de proyecto permitió implementar procedimientos específicos para la evaluación del funcionamiento y para el diseño estocástico de unidades o sistemas combinados de tecnologías naturales de tratamiento de agua residual; que incluye un novedoso procedimiento gráfico – analítico para el diseño estocástico, basado en la construcción de las denominadas isolíneas de fiabilidad;
3. Se logró el desarrollo, calibración y comprobación de modelos de simulación estocástica de las características del flujo y la composición del agua residual urbana afluyente a las LFPs (Modelo SEARU), del agua residual efluente de las LFPs (Modelo SELFP) y de los ELAs (Modelo SEELA), resaltando la determinación de los valores de las constantes cinéticas de remoción de DBO (K_{DBO}) y de CF (K_{CF}), para ambos casos; así como la obtención de los modelos empíricos para la predicción de los valores de K_{DBO} en función de T_R y L_S y de K_{CF} en función Z y T_R , para el modelo de flujo disperso en LFPs;
4. Con el procedimiento económico aplicado se pueden evaluar diversas alternativas de inversión, a partir de su diseño estocástico, posibilitando la selección de la mejor variante;
5. Se identifican insuficiencias en la norma cubana de vertimiento, de utilidad para su futuro mejoramiento;
6. La aplicación del procedimiento para el análisis económico al caso de la LFP “La Rosita” demostró que las mejores variantes son el rediseño y el rediseño seguido de estanques con plantas acuáticas.

RECOMENDACIONES

1. Utilizar el procedimiento metodológico general para el diseño estocástico propuesto en combinación con la metodología basada en la medida de preferencia de decisión para la inversión (MPI) - con la incorporación de efectos intangibles (epígrafe 3.3.3) – como instrumentos para trazar una estrategia territorial para la reducción progresiva – paso a paso - de la carga contaminante residual vertida al medio. Esto incluye su aplicación dentro del programa de rehabilitación de lagunas que ejecuta permanentemente el INRH y es extensible a las lagunas de otros organismos que tratan residuales de asentamientos humanos;
2. Capacitar al personal técnico y directivo relacionado con el uso de los instrumentos metodológicos en esta investigación – principalmente INRH, CITMA, UCLV – para facilitar su aplicación en la gestión de residuales; principalmente en el método gráfico analítico por su facilidad de empleo y superioridad técnica sobre los métodos tradicionalmente empleados;
3. Incorporar los resultados de esta investigación a la enseñanza universitaria de pregrado y postgrado en las correspondientes disciplinas de las carreras de Ingeniería Química, Ingeniería Hidráulica y otras afines;
4. Producir un manual práctico, con los programas desarrollados incluidos, como vía para facilitar el empleo de las diversas alternativas incluidas en el procedimiento metodológico general propuesto;
5. Continuar investigando en el tema con el fin de la mejora continua del procedimiento metodológico general propuesto,
6. Ampliar el objeto de estudio del tema a nuevas tecnologías naturales y otras fuentes de agua residual – por ejemplo, los residuales de la producción porcina;
7. Informar al CITMA sobre las insuficiencias detectadas en la norma cubana de vertimiento (NC 27:99) y sugerir la forma de su subsanación en una nueva emisión de la misma.

BIBLIOGRAFÍA

- Abbas H, Nasr R y Seif H 2006 Study of waste stabilization pond geometry for the wastewater treatment efficiency *Ecological Engineering* **28** Journal Article 25-34
- Abis K L y Mara D D 2003 Research on waste stabilisation ponds in the United Kingdom--initial results from pilot-scale facultative ponds. *Water Sci Technol.* **48** Journal Article 1-7
- Abis K L y Mara D D 2005a Primary facultative ponds in the UK: the effect of operational parameters on performance and algal populations *Water science and technology : a journal of the International Association on Water Pollution Research* **51** Journal Article 61-7
- Abis K L y Mara D D 2005b Primary facultative ponds in the UK: the effect of operational parameters on performance and algal populations *Water Science & Technology* **51** Journal Article 61-7
- Abis K L y Mara D D 2006 Temperature measurement and stratification in facultative waste stabilisation ponds in the UK climate *Environmental monitoring and assessment* **114** Journal Article 35-47
- Agunwamba J C, Egbuniwe N y Ademiluyi J O 1992 Prediction of the dispersion number in waste stabilization ponds *Water Research* **21** Journal Article 85-9
- Alaerts G J, Mahbubar M y Kedelman P 1996 Performance analysis of full-scale duckweed covered lagoon *Water Research* **30** Journal Article 843-52
- AMA-CIGEA 1998 Metodología para la evaluación aproximada de la carga contaminante *CITMA* Journal Article 30
- APHA-AWWA-WEF 1989 *Standards Methods for the Examination of Water and Wastewater*
- Arango A M 2007 Biosistema integral de tratamiento de aguas residuales domésticas. Diseño, construcción y evaluación (Manizales, Colombia: UNIVERSIDAD DE MANIZALES)
- Arthur J 1983 Notes on the Design and Operation of Waste Stabilization Ponds in Warm Climates of Developing Countries. En: *World Bank Technical Paper no. 7*, (Washington, DC: The World Bank)
- Benedetti L 2006 Probabilistic design and upgrade of wastewater treatment plants in the EU Water Framework Directive context. En: *Benedetti, Lorenzo;801001711402;LA10 Vanrolleghem, P: Ghent University, Belgium*) p 304
- Benedetti L, Bixio D, Claeys F y Vanrolleghem P A 2008 Tools to support a model-based methodology for emission/immission and benefit/cost/risk analysis of wastewater systems *Environmental Modelling and Software* **23** Journal Article 1082-91

- Bennett D H, Kastenbergh W E, McKone T E y . 1999 A multimedia, multiple pathway risk assessment of atrazine: The impact of age differentiated exposure including joint uncertainty and variability *Reliability Engineering and System Safety* **63** Journal Article185-98
- Beran B y Kargi F 2005 A dynamic mathematical model for wastewater stabilization ponds *Ecological Modelling* **181** Journal Article39-57
- Bonono L, Pastorelli G y Zambon N 1997 Advantages and limitations of duckweed-based wastewater treatment *Water Science and Technology* **35** Journal Article239-46
- Caicedo J R 2004 Lenteja de agua para el tratamiento de aguas residuales. Factores ambientales y físico-químicos que afectan su crecimiento. Universidad del Valle, Colombia) pp 175-99
- Carrette R, Bixio D, Thoeye C y Ockier P 2001 Full-scale application of the IAWQ ASM No. 2d model *Water Science and Technology* **44** Journal Article17-24
- CEPIS 1985 Manual de lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados. Diseño, construcción y explotación. ed CEPIS (Lima, Perú p 133
- Cladir Terezinha Z 2002 Modelagem Matemática de Nitrogênio E Fósforo em Lagoas Facultativas E de Aguapés Para Tratamento de Dejetos de Suínos.
- Comisión Europea 2001 Procesos extensivos de depuración de las aguas residuales. Colectividades (500-5.000 H.E) ed C Europea: Oficina Internacional del Agua, 2001)
- Communities C o t E 1991 Council Directive 91/271/EEC of 21 May 1991 concerning urban waste water treatment. . Official Journal of the European Communities L135) pp 40-52
- Cothren G M, Chen S, Rahman M y Malone R 2001 Hydrologic modeling of aquatic plant treatment systems polishing dairy lagoon effluents *J Environ Sci Health A Tox Hazard Subst Environ Eng.* **36** Journal Article1905-17
- Cubillos A 2001 Estado del arte en el diseño de lagunas de estabilización *Ingeniería y Competitividad* **3** Journal Article80-91
- CYTED 2003 ed R I d P y D d Agua: Red Iberoamericana de Potabilización y Depuración del Agua) pp 240-55
- de Andrade A V, Araújo Mascarenhas L C y Von Sperling M 2003 Avaliação da utilização de lentilhas d'água para a melhoria da qualidade do efluente de lagoas de polimento. En: 22º *Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, (Joinville - Santa Catarina
- De Freitas A, Expósito N, Rincones M E y López E E 2002 Aplicación de modelos matemáticos para la simulación de la remoción bacteriana en lagunas de maduración. En: *XXVIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental*, (Cancún, México pp 1-8

- de Lemos Chernícharo C A 2009 Round Table on Integration of ponds with other systems. En: *8th IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilization Ponds. 2nd Latin-American Conference on Waste Stabilization Ponds*, (Belo Horizonte, Brazil: IWA)
- Doby T A 2004 Optimization of wastewater treatment design under uncertainty and variability.
- Dochain D, Grégoire S, Pauss A y Schaeffer M 2003 Dynamical modelling of a waste stabilisation pond *Bioprocess Biosyst Eng* **26** Journal Article 19–26
- Dominguez D y Gujer W 2006 Evolution of a wastewater treatment plant challenges traditional design concepts *Water Research* **40** Journal Article 1389-96
- EPA ed 1983 *Design manual. Municipal wastewater stabilization ponds* (Washington D. C.
- EPA 1988 Design Manual. Constructed wetlands and aquatic plant systems for municipal wastewater treatment. En: *EPA/625/1-88/022*, ed O o R a Development (Cincinnati: Center for Environmental Research Information)
- EPA 1993 Subsurface Flow Constructed Wetlands For WasteWater Treatment A Technology Assessment. (Washington D.C.: Environmental Protection Agency (EPA)) pp 1-87
- EPA 2003 Draft Guidance on the Development, Evaluation, and Application of Regulatory Environmental Models. ed EPA (Washington D.C. pp 1-60
- Escalante V, Mendiola C J y Balderas J 2008 Constantes cinéticas en lagunas de estabilización (Caso de una región con clima seco-semiárido) Journal Article
- Flores-Alsina X, Rodríguez-Roda I, Sin G y Gernaey K V 2008 Multi-criteria evaluation of wastewater treatment plant control strategies under uncertainty *Water research* **42** Journal Article 4485-97
- Garzón G E 2002 Compartmental model for organic matter digestion in facultative ponds *Water Sci Technol* **45** Journal Article 25-32
- George E F, Hall M A y Klerk G-J D 2008 *Plant Propagation by Tissue Culture*, pp 423-64
- Gideon O, Dan P y Hans J 1987 Performance of the duckweed species *Lemna gibba* on municipal wastewater for effluent renovation and protein production *Biotechnology and bioengineering* **29** Journal Article 258-68
- HACH 1998 Journal Article
- Harmand J, Lobry C y Rapaport A 2008 Modelación y problemas matemáticos para la descontaminación biológica Journal Article
- Hess M L 1984 Second draft manual on waste stabilization ponds in hot climates. ed WHO (Lahore, Pakistan pp 1-144
- Huijbregts M A J, Thissen U, Jage T, van de Meent D y Ragas A M J 2000 Priority assessment of toxic substances in life cycle assessment. Part II: Assessing parameter uncertainty and

human variability in the calculation of toxicity potentials *Chemosphere* **41** Journal Article 575-88

Huo J 2005 Application of statistical methods and process models for the design and analysis of activated sludge wastewater treatment. En: *Civil Engineering*, (Knoxville: University of Tennessee) p 261

INRH 2008 Indicadores físicos de acueducto y alcantarillado en Villa Clara. (Santa Clara: Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos en Villa Clara) pp 1-8

Jeppsson U 1996 Modelling Aspects of Wastewater Treatment Processes. En: *Industrial Electrical Engineering and Automation (IEA)*

Lund Institute of Technology (LTH), (Lund: Lund University) pp 1-444

Jørgensen S E 1992 (Dordrecht, The Netherlands: Kluwer Academic Publishers)

K.-U. R, Fuhrmann T y Harbach M 2009 Economic criteria and parameters to evaluate wastewater pond systems. En: *8th IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilization Ponds*, , , ed L IWA Publishing (Belo Horizonte, Brazil

Kadlec R H, Knight R L, Vymazal J, Brix H, Cooper P y Haberl R 2000 Constructed wetlands for pollution control: processes, performance, design and operation. IWA specialist group on use of macrophytes in water pollution control. En: *Scientific and technical Report No. 8*, ed I Publishing (London, UK: IWA) p 156

Kadlec R H y Knigh R L 1996 *Treatment Wetlands* (Florida. USA.

Klüsener J J 2006 Influência da temperatura sobre o processo de decomposição dos esgostos domesticos em lagoas facultativas

Leng R A, Preston T R y Rodríguez L 2004 The duckweed invasion of Lake Maracaibo: An evaluation of the causes and proposals for future action. (Caracas, Venezuela: The University of Tropical Agriculture Foundation - UTA) pp 1-42

Levenspiel O ed 1987 *Ingeniería de las reacciones químicas* (Ciudad de México, México: EDITORIAL REVERTÉ, S. A.)

Levstek M, Burica O, Stražar M, Plazl I y Koloini T 2008 ASM1 limitation for modeling of wastewater treatment processes Journal Article

Liberal V, Cuevas C, Trupiano A y Bouhid E 2002 Determinación de constantes cinéticas en lagunas de estabilización de Salta Journal Article

Lowe N R 1990 The need of hydrophyte-based systems in the treatment of waste water from small communities. En: *International Conference on the Use of Constructed Wetlands in Water Pollution Control*, (Cambridge. U .K.

Mara D D 1997 Design manual for waste stabilization ponds in India Journal Article 1-125

- Mara D D 2006 Septic tanks, baffled facultative ponds and aerated rock filters: a high-efficiency low-cost wastewater treatment system for small communities up to ~500 p.e. En: *E-Water-Official Publication of the European Water Association (EWA)*, (London: EWA 2006)
- Mara D D 2008 *Efficient Management of Wastewater*, pp 113-23
- Mara D D 2009a Waste stabilization ponds: past, present and future *Desalination and Water Treatment* **4** Journal Article85 - 8
- Mara D D 2009b Waste stabilization ponds: Past, present and future. *Desalination and Water Treatment* **4** Journal Article85–8
- Marais G V R 1974 Faecal Bacterial Kinetics in Stabilization Ponds *Jour. Env. Eng. ASCE* **Feb** Journal Article119 - 39
- MinDesarrollo 2000 Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico En: *RAS 2000*, ed DAPSB (Bogotá, Colombia: Ministerio de Desarrollo Económico)
- Muga H E y Mihelcic J R 2008 Sustainability of wastewater treatment technologies *Journal of Environmental Management* **88** Journal Article437-47
- Murthy D N P, Page N W y Rodin E Y eds 1990 *Mathematical Modelling* (New York, USA
- Muttamara S y Puetpaiboon U 1997 Roles of baffles in waste stabilization ponds *Water Science and Technology* **35** Journal Article275-84
- NC 1999 NC 27:99 "Vertimiento de aguas residuales a las aguas terrestres y al alcantarillado. Especificaciones". Oficina Nacional de Normalización, Cuba.) pp 1-14
- Niku 1979 Performance of activated sludge process and reliability-based design *J. Water Pollut. Control Assoc.* **51** Journal Article2841-57
- Niku S, Schroeder E D y Samaniego F J 1979 Performance of activated sludge process and reliability-based design *J. Water Pollut. Control Assoc.* **51** Journal Article2841-57
- Oakley S M, Pocasangre A, C. Flores C, Monge J y Estrada M 2004 Waste stabilization pond use in Central America: The experiences of El Salvador, Guatemala, Honduras and Nicaragua pp 1-9
- Olguín E 1996 Aprovechamiento de plantas acuáticas para el tratamiento de aguas residuales Journal Article
- Olguín E, Sánchez-Galván G y Pérez-Pérez T 2007 Assessment of the Phytoremediation Potential of *Salvinia minima* Baker Compared to *Spirodela polyrrhiza* in High-strength Organic Wastewater *Water, Air, & Soil Pollution* **181** Journal Article135-47
- Olivera S y Von Sperling M 2008 Reliability analysis of wastewater treatment plants *Water Research* **42** Journal Article1182-94

- Olivera S M A C y von Sperling M 2007 Reliability analysis of wastewater treatment plants *Water Research* **42** Journal Article1182-94
- Oron G 1990 Economic consideration in wastewater treatment with duckweed for effluent and nitrogen renovation *Research Journal WPCF* **62** Journal Article692-6
- Oron G D, Porath D y Jansen H 1987 Performance of the duckweed species *Lemna gibba* on municipal wastewater for effluent renovation and protein production *Biotech.Bioeng* **29** Journal Article258-67
- Ott W R 1990 A physical explanation of the lognormality of pollutant concentrations *Journal of the Air & Waste Management Association* **40** Journal Article1378-83
- Pearson H W, Mara D D y Arridge H M 1995 The influence of pond geometry and configuration on facultative and maturation waste stabilisation pond performance and efficiency *Water Sci. Technol.* **31** Journal Article129-39
- Peña M y Mara D D 2004 Waste Stabilisation Ponds *IRC TOP (Thematic Overview Paper)* Journal Article1-43
- Polprasert C y Bhattarai K K 1985 Dispersion Model for Waste Stabilization Ponds *Jour Env. Eng. ASCE* **111** Journal Article45 - 59
- Polprasert C y Koottatep T 2004 Integrated pond and constructed wetland systems for sustainable wastewater management. En: *The joint 9th IWA International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control and 6th International Conference on Waste Stabilization Ponds*, ed I Publishing (Avignon, France pp 25-30
- Presidencia M S G d I 2002 Norma de Emisión de Residuos Líquidos a Aguas Subterráneas. En: *D.S. Nº 46/02*, ed C N d M Ambiente
- Presidencia S G d I 2001 Normas de emisión para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos líquidos a aguas marinas y continentales superficiales. En: *Decreto Supremo, Chile: Secretaría General de la Presidencia, Chile*) pp 1-15
- Ran N, Agami M y Oron G 2004 A pilot study of constructed wetlands using duckweed (*Lemna gibba* L.) for treatment of domestic primary effluent in Israel *Water research* **38** Journal Article2240-7
- Rodríguez C, Díaz M, Guerra L y Hernández J M 1997 Acción depuradora de algunas plantas acuáticas sobre aguas residuales. ed ISPJAE (La Habana, Cuba
- Rodriguez C y Jenssen P D 2005 The effect of water hyacinths for wastewater treatment under Cuban climatic conditions *Water science and technology : a journal of the International Association on Water Pollution Research* **51** Journal Article275-82

- Rojas R 2002 Curso sobre gestión integral de tratamiento de aguas residuales. En: *Conferencia Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*, pp 1-19
- Rousseau D 2005 Performance of constructed treatment wetlands: model-based evaluation and impact of operation and maintenance. (Ghent, Belgium: Ghent University) p 300
- Rousseau D P L, Lesage E, Story A, Vanrolleghem P A y De Pauw N 2008 Constructed wetlands for water reclamation *Desalination* **218** Journal Article 181–9
- Rousseau D P L, Vanrolleghem P A y De Pauwa N 2004 Model-based design of horizontal subsurface flow constructed treatment wetlands: a review *Water Research* **38** Journal Article 1484–93
- Rovirosa N, Marrero Y, Rodriguez C, Gonzalez O, Pérez F y Argüelles E 2004 Postratamiento de efluentes anaerobios mediante humedales construidos en pequeñas comunidades. Una solución sostenible. En: *1er Simposio Científico Técnico EXOPOAGUA 2004*, (Ciudad de La Habana, Cuba
- Sáenz R 1992 Predicción de la calidad del efluente en lagunas de estabilización. (Washington, DC: POS/OMS, Programa HPE)
- Salas J J 2007 Los sistemas naturales para la depuración de las aguas residuales urbanas: experiencias en Andalucía. ed C d l n t d a (CENTA) (Barcelona, España pp 1-53
- Sánchez I R 2005 Evaluación económica y social de proyectos de inversión. En: *Programa de maestría de economía*, (Guayaquil, Ecuador pp 1-98
- Sánchez I R 2009 Evaluación económico social del Proyecto vial de enlace del aeropuerto de Santa Clara con el polo turístico en Cayo Santamaría. (Santa Clara: Facultad de Economía, UCLV)
- Sánchez M. R y Coral C. Y M 2009 Evaluación de la fiabilidad de lagunas de estabilización anaerobias bajo incertidumbre y variabilidad. En: *IX Congreso Internacional de Ingeniería Hidráulica*, ed DSoftVC (Cayo Santa María, Villa Clara, Cuba pp 1-15
- Sánchez R 1999 Plan de manejo integral del Imbakucha (Lago San Pablo), Ecuador: Componente Limnológico. En: *Plan de Manejo del Imbakucha (lago San Pablo)*, Ecuador, ed UNEP (Otavalo, Ecuador: UNEP-VNU-CEPCU) p 65
- Sánchez R 2001 Análisis de factibilidad de los sistemas naturales de tratamiento para aguas residuales de pequeñas comunidades. Aplicado a la cuenca del Imbakucha (Lago San Pablo), Ecuador. En: *Departamento de Ingeniería Química*, (Santa Clara, Cuba: Universidad Central de Las Villas) p 95

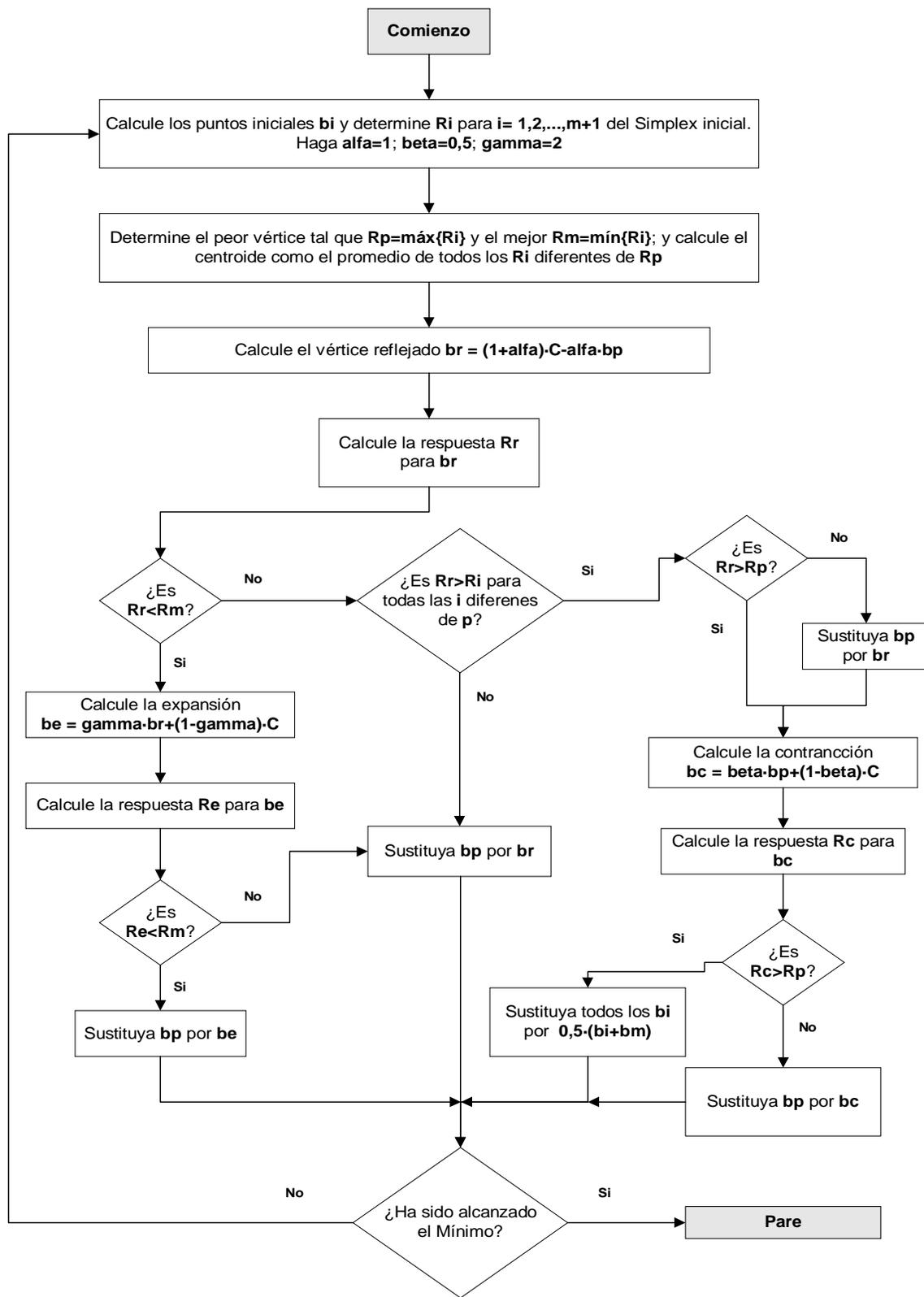
- Sánchez R y Coral Y M 2004 Tratamiento de aguas residuales domésticas de pequeñas comunidades mediante el cultivo de lenteja de agua (*Lemna gibba*) En: *PRIMER SIMPOSIO CIENTÍFICO TÉCNICO EXPO AGUA 2004*, (Ciudad de la Habana
- Sánchez R y Coral Y M 2009 Evaluación del tratamiento de aguas residuales con *Lemna gibba* en estanques con régimen de flujo de pistón *Afinidad: Revista de química teórica y aplicada* **65** Journal Article112-9
- Sánchez R y Moreno M 2009 Evaluación de la fiabilidad de lagunas de estabilización anaerobias bajo incertidumbre y variabilidad. En: *IX Congreso Internacional de Ingeniería Hidráulica*, ed DSoftVC (Cayo Santa María, Villa Clara, Cuba: DSoftVC) pp 1-15
- Sánchez R, Rosa E y Moreno M 2010 Evaluación estocástica de lagunas de estabilización. Aplicación a las lagunas facultativas primarias en la provincia de Villa Clara, Cuba *Afinidad: Revista de química teórica y aplicada* **67** Journal Article15-9
- Santiago F, Novoa M y Cervantes A 1997 Tratamiento de residuales porcinos y domésticos mediante el cultivo de *Lemnacea* *Revista Voluntad Hidráulica* **87-88** Journal Article54-60
- Santiago J F 2002 Utilización de las macrofitas en el tratamiento por lagunas: la experiencia cubana. Programme « Gestion durable des déchets et de l'assainissement urbain ». Action A10 Valorisation des eaux usées par lagunage dans les pays en voie de développement)
- Schmoyer R L, Beauchamp J J, Brandt C C y Hoffman F O 1996 Difficulties with the lognormal model in mean estimation and testing *Environmental and Ecological Statistics* **3** Journal Article81-97
- Shilton A y Harrison J 2003 Guidelines for the Hydraulic Design of Waste Stabilisation Ponds *Palmerston North: Institute of Technology and Engineering. Massey University*. Journal Article1-64
- Silva J P 2005 Humedales construidos (Universidad del Valle - Colombia: Escuela de Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente)
- Skillicorn P, Spira W y Journey W 1993 Duckweed Agriculture. The New Aquatic Farming System for Developing Countries. (Washington DC. USA.: The World Bank)
- Smith M D y Moelyowati I 2001 Duckweed based wastewater treatment (DWWT): design guidelines for hot climates *Water science and technology : a journal of the International Association on Water Pollution Research* **43** Journal Article291-9
- Solano M L, Soriano P y Ciria M P 2004 Constructed Wetlands as a Sustainable Solution for Wastewater Treatment in Small Villages *Biosystems Engineering* **87** Journal Article109–18
- Srivastava J, Gupta A y Chandra H 2008 Managing water quality with aquatic macrophytes *Reviews in Environmental Science and Biotechnology* **7** Journal Article255-66

- Tchobanoglous G, Burton F L y Stensel H D 2003 *Wastewater Engineering. Treatment and Reuse. Fourth Edition. Metcalf & Eddy, Inc. Boston: McGraw-Hill.*
- Técnico C 1996 Campaña Salvemos el Lago. Informe cosecha y utilidad de la lenteja de agua en la bahía interior del lago Titicaca. . (La Paz, Bolivia
- TECSPAR R A 2009 Manual de tecnologías sostenibles en tratamiento de aguas ed J Morató y G Peñuela: Comisión Europea)
- Terceño A, Brotons J M y Trigueros J A 2007 El saneamiento de las aguas residuales y sus costes. Una propuesta de financiación para el sector Journal Article
- Thirumurthi A M 1969 Design Principles of Waste Stabilization Ponds *Jour San Eng Div ASCE* **95** Journal Article311-30
- Tsagarakis K P, Mara D D y Angelakis A N 2003 Application of cost criteria for selection of municipal wastewater treatment systems *Water, Air, and Soil Pollution* **142** Journal Article187–210
- Van der Steen P, Brenner A, Van Buuren J y Oron G 1999 Post treatment of UASB reactor effluent in an integrated duckweed and stabilization pond system *Water Research* **33** Journal Article615-20
- Von Sperling M 1996a Design of facultative ponds based on uncertainty analysis *Water Science and Technology* **37** Journal Article41-7
- von Sperling M 1996b Design of facultative ponds based on uncertainty analysis *Water Science and Technology* **33** Journal Article41–7
- Von Sperling M 1999a Design of facultative ponds based on uncertainty analysis *Water Science and Technology* **37** Journal Article41-7
- Von Sperling M 1999b Performance evaluation and mathematical modelling of coliform die-off in tropical and subtropical waste stabilization *Water Research* **33** Journal Article1435-48
- von Sperling M 2000 Stpwise implementation of water quality standards in developing countries. En: *XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental*, ed A-A B d E S e Ambiental (Sao Pablo, Brazil
- Von Sperling M 2003 Influence of the dispersion number on the estimation of coliform removal in ponds *Water Science & Technology* **48** Journal Article181–8
- Von Sperling M 2005 Modelling of coliform removal in 186 facultative and maturation ponds around the world *Water research* **39** Journal Article5261-73
- Von Sperling M 2007 *Waste Stabilisation Ponds*: IWA Publishing)
- von Sperling M y de Lemos C A 2007 Wastewater treatment in warm climate regions. (Sao Pablo, Brazil pp 1-8

- Wentzel M C, Ekama G A y Söttemann S W 2006 Mass balance-based plant-wide wastewater treatment plant models – Part 1: Biodegradability of wastewater organics under anaerobic conditions *Water SA* **32** Journal Article 269-76
- Wetzel R G ed 1981 *Limnología* (Barcelona, España: Ediciones Omega, S. A.)
- Willett D 2005 Duckweed-based Wastewater Treatment Systems: Design Aspects and Integrated Reuse Options for Queensland Conditions Journal Article
- Yanez F 1980 Lagunas Facultativas y de Alta Producción de Biomasa. En: *CEPIS*, (Lima, Perú)
- Yanez F 1993 Lagunas de estabilización. Teoría, diseño y mantenimiento *ETAPA*, Cuenca, Ecuador. Journal Article 421
- Zimmo O 2003 Nitrogen Transformations and Removal Mechanisms in Algal and Duckweed Waste Stabilisation Ponds. En: *Academic Board of Wageningen University Academic Board of the International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Environmental Engineering*, (Delft, The Netherlands: International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Environmental Engineering)

ANEXOS

Anexo 1. Diagrama heurístico del método Simplex Secuencial aplicado para la optimización del diseño en caso de estudio (epígrafe 3.3.4)



Anexo 2. Modelos SEARU, SELFP y SEELA en STELLA 9.1

Estos modelos simula la composición del agua residual urbana en los siguientes puntos del sistema combinado binario: LFP + ELA.

A continuación se muestran:

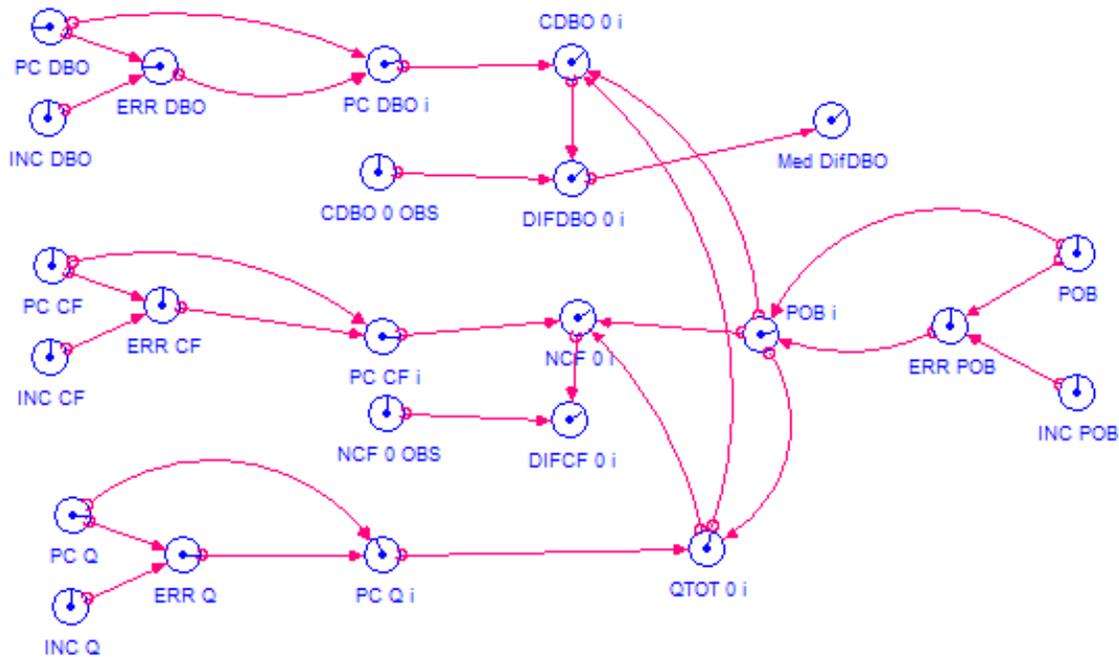
Los modelos SEARU, SELFP y SEELA de forma separada;

El conjunto de ecuaciones para los tres modelos del sistema combinado binario;

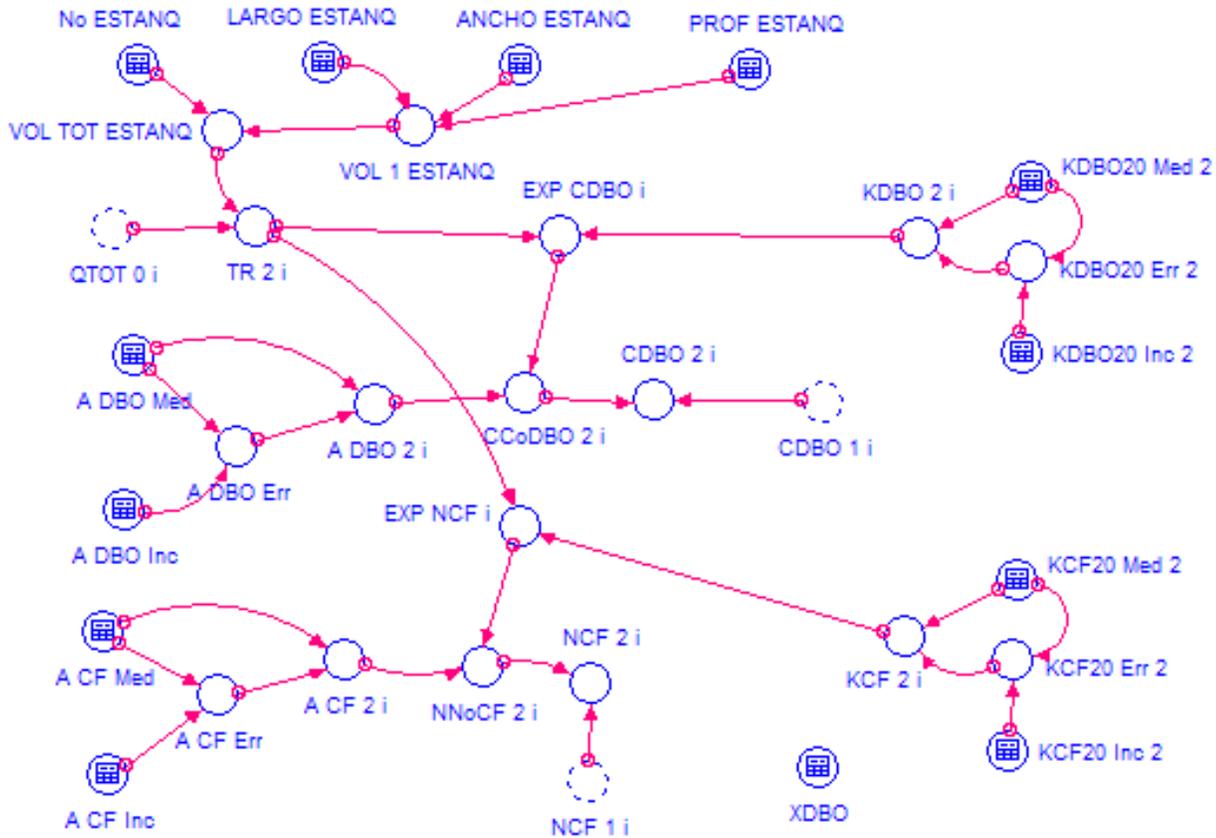
Las interfase de datos de entrada a cada modelo;

Las gráficas donde se contrastan las concentraciones simuladas con las observadas o con las máximas permisibles, según el caso.

Modelo SEARU



Modelo SEELA



Ecuaciones de los tres modelos

$$A_CF = 0.1262$$

$$A_CF_2_i = \text{NORMAL}(A_CF_Med, A_CF_Err)$$

$$A_CF_Err = A_CF_Inc * A_CF_Med / 100$$

$$A_CF_Inc = 10$$

$$A_CF_Med = 0.6$$

$$A_DBO = 0.6156$$

$$A_DBO_2_i = \text{NORMAL}(A_DBO_Med, A_DBO_Err)$$

$$A_DBO_Err = A_DBO_Inc * A_DBO_Med / 100$$

$$A_DBO_Inc = 10$$

$$A_DBO_Med = 0.9$$

$$aCF_i = \text{SQRT}(1 + 4 * KCF_T_i * TrLFP_i * d)$$

$$aDBO_i = \text{SQRT}((1 + 4 * KDBO_T_i * TrLFP_i * d))$$

ANCHO_ESTANQ = 1
 AnchoLFP = 1
 $CCoDBO_2_i = A_DBO_2_i * EXP_CDBO_i$
 $CDBO_0_i = 1000 * PC_DBO_i * POB_i / QTOT_0_i$
 CDBO_0_OBS = 213
 $CDBO_0_OBS_i = NORMAL(CDBO_0_OBS, DS_CDBO_OBS)$
 $CDBO_1_i = CDBO_0_i * LpLoLFP_i$
 CDBO_1_OBS_CASO = 2
 CDBO_1_OBS_GLOBAL = 2
 $CDBO_1_OBS_i = NORMAL(CDBO_1_OBS_GLOBAL, DS_CDBO_1_OBS)$
 $CDBO_2_i = CCoDBO_2_i * CDBO_1_i$
 $d = LA / (0.261 + 0.254 * LA + 1.014 * (LA)^2)$
 $DIFCF_0_i = NCF_0_i - NCF_0_OBS$
 $DIFDBO_0_i = CDBO_0_i - CDBO_0_OBS$
 DS_CDBO_1_OBS = 1
 DS_CDBO_OBS = 14
 $EfRmCF_i = 100 * (1 - nnoCF_i)$
 $ERmDBOLFP_i = 100 * (1 - LpLoLFP_i)$
 $ERR_CF = PC_CF * INC_CF / 100$
 $ERR_DBO = PC_DBO * INC_DBO / 100$
 $ERR_POB = POB * INC_POB / 100$
 $ERR_Q = PC_Q * INC_Q / 100$
 $EXP_CDBO_i = EXP(-KDBO_2_i * TR_2_i)$
 $EXP_NCF_i = EXP(-KCF_2_i * TR_2_i)$
 INC_CF = 20
 INC_DBO = 20
 INC_POB = 20
 INC_Q = 20
 $Kb20_Err = KCF20_Med * KCF20_Inc / 100$
 $KCF_2_i = NORMAL(KCF20_Med_2, KCF20_Err_2)$
 $KCF_T_i = KCF20_i * (Theta_Kb_i^{(Ta_i - 20)})$
 $KCF20_Err_2 = KCF20_Med_2 * KCF20_Inc_2 / 100$
 $KCF20_i = NORMAL(KCF20_Med, Kb20_Err)$

KCF20_Inc = 10
 KCF20_Inc_2 = 10
 KCF20_Med = 47.69059*(ZLFP^0.415096)*TrLFP_i^-0.919727
 KCF20_Med_2 = 2
 KDBO_2_i = NORMAL(KDBO20_Med_2,KDBO20_Err_2)
 KDBO_T_i = KDBO20_i*(Theta_KDBO_i^(Ta_i-20))
 KDBO20_Err = KDBO20_Med*KDBO20_Inc/100
 KDBO20_Err_2 = KDBO20_Med_2*KDBO20_Inc_2/100
 KDBO20_i = NORMAL(KDBO20_Med,KDBO20_Err)
 KDBO20_Inc = 10
 KDBO20_Inc_2 = 10
 KDBO20_Med=IF(KDBO20Fija=0)THEN(0.320204*(TrLFP_i^-0.993715)*LsP^0.357095)ELSE(KDBO20Fija)
 KDBO20_Med_2 = 0.5
 KDBO20Fija = 5
 KT_CF = 0.2968
 KT_DBO = 0.0918
 L_DBO_Ent = CDBO_0_i*QTOT_0_i/1000000
 LA = LargoLFP/AnchoLFP
 LARGO_ESTANQ = 10
 LargoLFP = 4

$$LpLoLFP_i=4*aDBO_i*EXP(0.5*d)/(((1+aDBO_i)^2)*EXP(aDBO_i/(2*d))-((1-aDBO_i)^2)*EXP(-aDBO_i/(2*d)))$$
 LsP = L_DBO_Ent/(SLFP/10000)
 Med_DifDBO = MEAN(DIFDBO_0_i)
 NCF_0_i = 0.1*PC_CF_i*POB_i/QTOT_0_i
 NCF_0_OBS = 5.1E008
 NCF_1_i = NCF_0_i*nnoCF_i
 NCF_2_i = NCF_1_i*NNNoCF_2_i
 NNNoCF_2_i = A_CF_2_i*EXP_NCF_i

$$nnoCF_i = 4*aCF_i*EXP(0.5*d)/(((1+aCF_i)^2)*EXP(aCF_i/(2*d))-((1-aCF_i)^2)*EXP(-aCF_i/(2*d)))$$
 No_ESTANQ = 2
 PC_CF = 1E012

PC_CF_i = PC_CF+ERR_CF*RANDOM(-1,1)
PC_DBO = 42
PC_DBO_i = PC_DBO+ERR_DBO*RANDOM(-1,1)
PC_Q = 200
PC_Q_i = PC_Q+ERR_Q*RANDOM(-1,1)
POB = 1000
POB_i = POB+ERR_POB*RANDOM(-1,1)
PROF_ESTANQ = 0.5
QTOT_0_i = PC_Q_i*POB_i
SLFP = AnchoLFP*LargoLFP
Ta_Err = Ta_Med*Ta_Inc/100
Ta_i = NORMAL(Ta_Med,Ta_Err)
Ta_Inc = 10
Ta_Med = 20
Theta_Kb_i = NORMAL(ThetaKb_Med,ThetaKb_Err)
Theta_KDBO_i = NORMAL(ThetaDBO_Med,ThetaDBO_Err)
ThetaDBO_Err = ThetaDBO_Med*ThetaDBO_Inc/100
ThetaDBO_Inc = 10
ThetaDBO_Med = 1.06
ThetaKb_Err = ThetaKb_Med*ThetaKb_Inc/100
ThetaKb_Inc = 10
ThetaKb_Med = 1.07
TR_2_i = 1000*VOL_TOT_ESTANQ/QTOT_0_i
TrLFP_i = 1000*VolLFP/QTOT_0_i
VOL_1_ESTANQ = ANCHO_ESTANQ*LARGO_ESTANQ*PROF_ESTANQ
VOL_TOT_ESTANQ = No_ESTANQ*VOL_1_ESTANQ
VolLFP = AnchoLFP*LargoLFP*ZLFP
XDBO = 30
ZLFP = 1.5

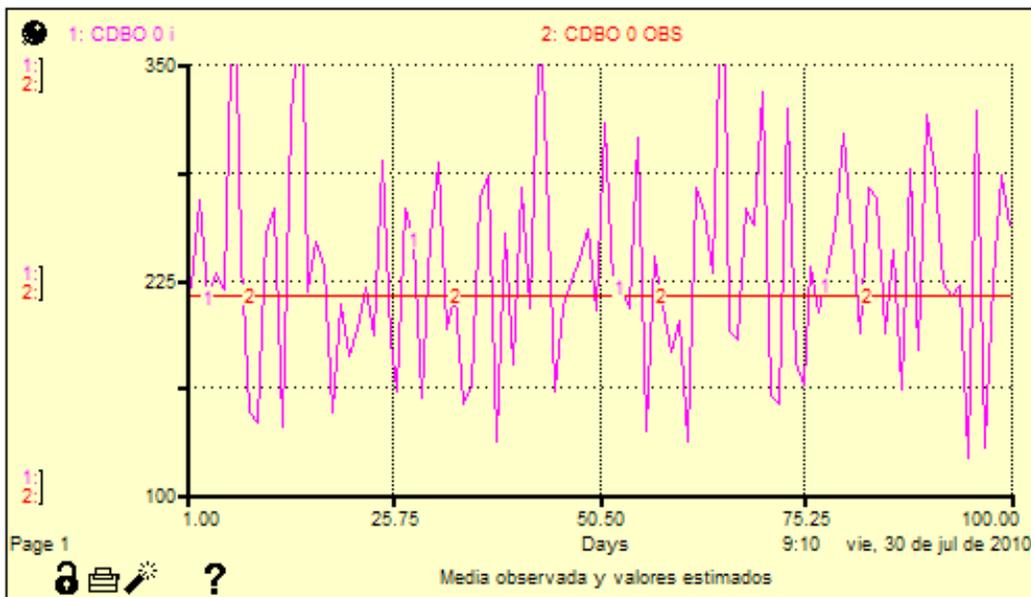
Interfaces para la entrada de datos a los modelos

Datos entrada SEARU ▼	
CDBO 0 OBS	215
DS CDBO OBS	68.6
NCF 0 OBS	5e+008
PC DBO	43
INC DBO	30
PC CF	1e+012
INC CF	30
POB	427
INC POB	30
PC Q	195
INC Q	30

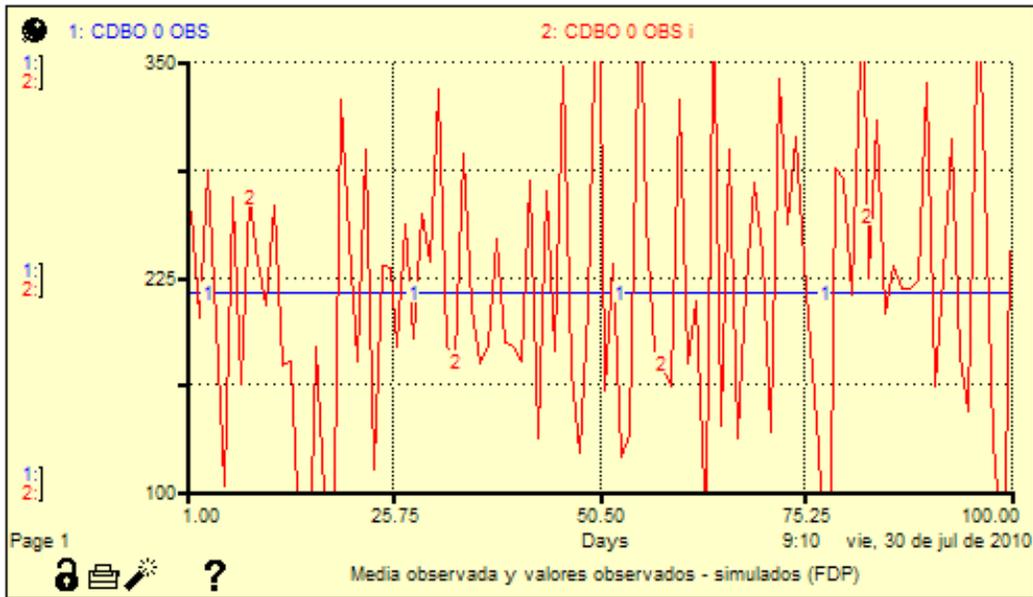
Datos entrada SELFP ▼	
CDBO 1 OBS GLOBAL	73.3
DS CDBO 1 OBS	36.3
CDBO 1 OBS CASO	120
KDBO20Fija	0.005
Ta Med	20
Ta Inc	10
ThetaDBO Med	1.06
ThetaDBO Inc	20
ThetaKb Med	1.07
ThetaKb Inc	20
LargoLFP	100
AnchoLFP	50
ZLFP	1.8

Datos entrada SEELA	
KDBO20 Med 2	0.5
KDBO20 Inc 2	10
A DBO Med	0.9
A DBO Inc	10
KCF20 Med 2	2
KCF20 Inc 2	10
A CF Med	0.6
A CF Inc	10
No ESTANQ	8
LARGO ESTANQ	30
ANCHO ESTANQ	3
PROF ESTANQ	0.5
XDBO	30

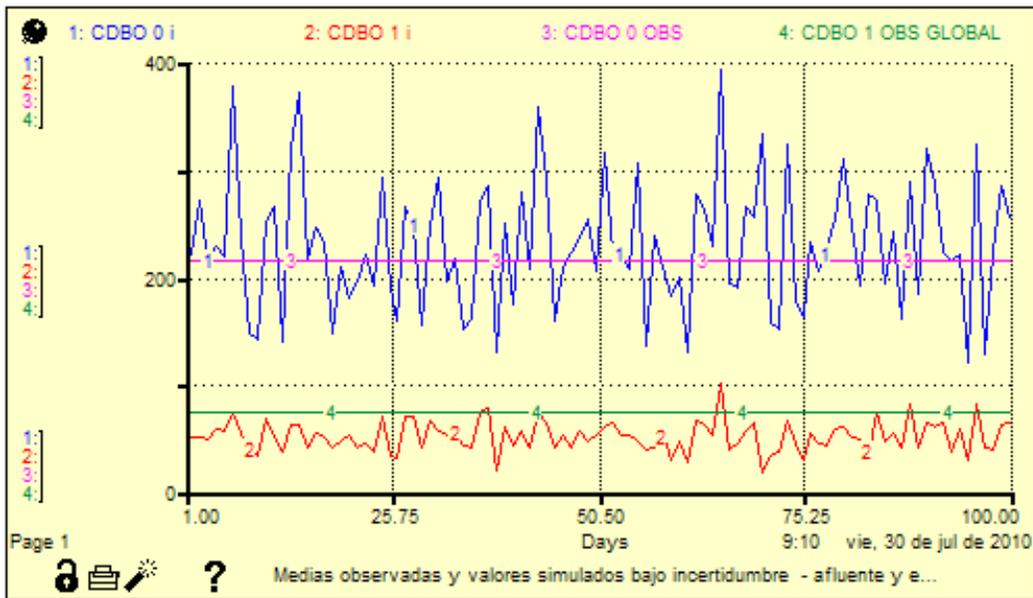
Salida gráfica de cada modelo:



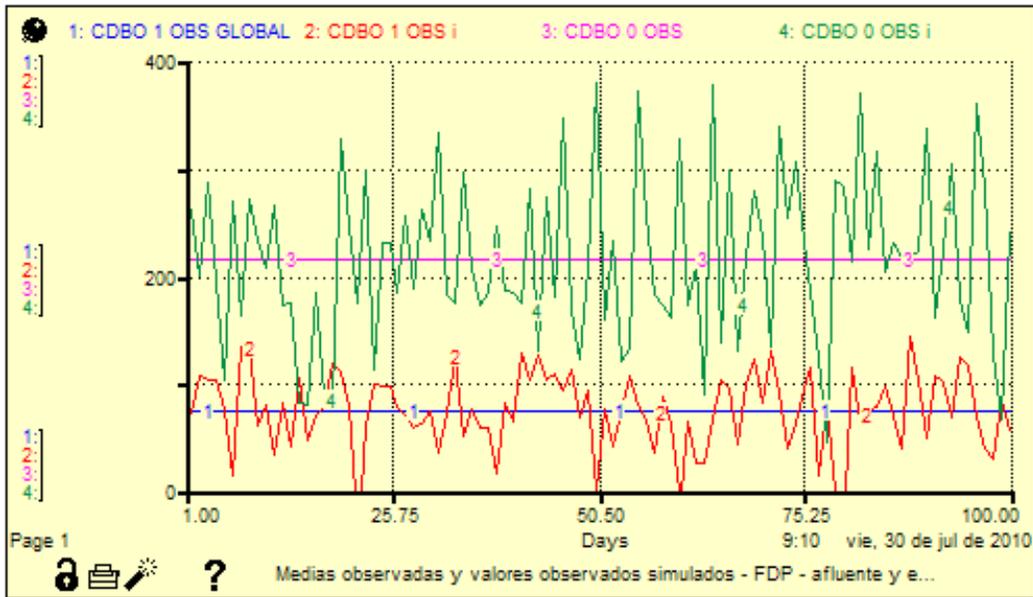
Modelo SEARU. Gráfica de la concentración media observada contra valores simulados estocásticamente a partir de las tasas de aportes per cápita ajustadas - para el agua residual urbana afluente a las LFPs en Villa Clara



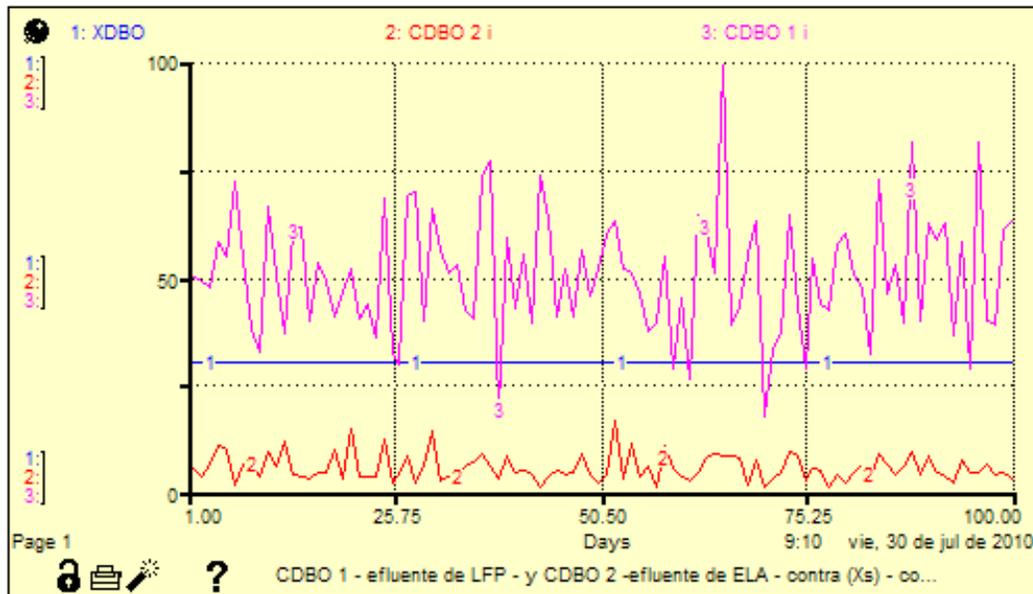
Modelo SEARU. Gráfica de la concentración media observada contra valores simulados estocásticamente a partir de la FDP de la DBO_5 - para el agua residual urbana afluyente a las LFPs en Villa Clara



Modelo SELFP. Gráfica (parte inferior) de la concentración media observada – línea 4 - contra valores simulados estocásticamente, mediante el modelo de flujo disperso con K_{DBO} de modelo no lineal.



Modelo SELFP. Gráfica de valores medios observados contra los simulados a partir de las FDPs, para el afluente y efluente de LFPs en Villa Clara



Modelo SEELA. Gráfica de concentraciones simuladas de DBO_5 en el efluente de LFP – afluente a ELA – y las concentraciones simuladas de DBO_5 en el efluente de ELA contra la concentración máxima permisible de DBO_5 (X_s ó X_{DBO})

Anexo 3. Población servida, dimensiones y condiciones de operación de LFPs en la provincia de Villa Clara, Cuba

No	Laguna de Estabilización	Población	Q	Largo	Ancho	L:A	Area	Z	T _R	Ls
		(hab)	(m ³ ·d ⁻¹)	(m)	(m)	(-)	(m ²)	(m)	(días, d)	(Kg·ha ⁻¹ ·d ⁻¹)
1	Corralillo	2230	446,0	97,2	54,7	1,8	5317	2,0	23,8	180,4
2	La Panchita	287	57,4	48,0	20,0	2,4	960	1,8	30,1	128,6
3	Gavilanes	380	76,0	48,0	24,0	2,0	1152	1,8	27,3	141,8
4	Rancho Veloz	530	106,0	50,0	25,0	2,0	1250	1,8	21,2	182,3
5	Motembo	538	107,6	50,0	25,0	2,0	1250	2,2	25,6	185,1
6	Guillermo Yabre	226	45,2	30,0	15,0	2,0	450	2,5	24,9	216,0
7	Lugardita	837	167,4	62,0	36,0	1,7	2232	1,3	17,3	161,3
8	Quemado Guines	223	44,6	45,0	24,0	1,9	1080	2,0	48,4	88,8
9	Caguagua	427	85,4	100,0	50,0	2,0	5000	1,8	105,4	36,7
10	Nueva Isabela	864	172,8	140,0	100,0	1,4	14000	2,0	162,0	26,5
11	Sitiecito	547	109,4	60,0	40,0	1,5	2400	2,0	43,9	98,0
12	Tito González	590	118,0	80,0	40,0	2,0	3200	2,0	54,2	79,3
13	La Rosita	1028	205,6	120,0	90,0	1,3	10800	2,0	105,1	40,9
14	Sagua	4425	885,0	250,0	120,0	2,1	30000	2,5	84,7	63,4
15	Encrucijada	585	117,0	80,0	60,0	1,3	4800	1,2	49,2	52,4
16	La Sierra	1063	212,6	80,0	70,0	1,1	5600	2,0	52,7	81,6
17	El Santo	165	33,0	70,0	60,0	1,2	4200	1,2	152,7	16,9
18	Arsenio Moreno	1174	234,8	80,0	60,0	1,3	4800	1,2	24,5	105,2
19	Emilio Córdova	319	63,8	80,0	60,0	1,3	4800	1,2	90,3	28,6
20	Camajuaní	2160	432,0	150,0	80,0	1,9	12000	2,5	69,4	77,4
21	Macagual	1458	291,6	125,0	35,0	3,6	4375	2,5	37,5	143,3
22	Vueltas	650	130,0	60,0	35,0	1,7	2100	2,2	35,5	133,1
23	Remedios	2052	410,4	325,0	166,0	1,9	53950	1,2	157,7	16,4
24	Caibarién	3312	662,4	120,0	87,0	1,4	10440	3,0	47,3	136,4
25	Placetas	2307	461,4	115,0	80,0	1,4	9200	1,8	35,9	107,8
26	Base Aérea	2981	596,2	110,0	85,0	1,3	9350	2,0	31,4	137,1
27	Julían Grimao	1268	253,6	80,0	40,0	2,0	3200	2,0	25,2	170,4
28	Santo Domingo	735	147,0	119,0	75,0	1,6	8925	1,5	91,1	35,4

Anexo 3. Población servida, dimensiones y condiciones de operación de LFPs en la provincia de Villa Clara, Cuba (continuación)

No	Laguna de Estabilización	Población	Q	Largo	Ancho	L:A	Area	Z	T _R	Ls
		(hab)	(m ³ ·d ⁻¹)	(m)	(m)	(-)	(m ²)	(m)	(días, d)	(Kg·ha ⁻¹ ·d ⁻¹)
29	Palo Bonito	118	23,6	60,0	34,0	1,8	2040	1,9	164,2	24,9
30	Manacas	1836	367,2	120,0	48,0	2,5	5760	1,8	28,2	137,1
31	Jaguey	307	61,4	112,0	67,0	1,7	7504	2,0	244,4	17,6
32	Sabino Hernández	788	157,6	140,0	112,0	1,3	15680	2,0	199,0	21,6
33	Las Nieves	177	35,4	86,0	46,0	1,9	3956	1,8	201,2	19,2
34	Ranchuelo	1100	220,0	55,0	50,0	1,1	2750	4,5	56,3	172,0
35	Esperanza	178	35,6	80,0	60,0	1,3	4800	4,0	539,3	15,9
36	Mataguá	460	92,0	60,0	30,0	2,0	1800	1,2	23,5	109,9
37	La Yaya	1168	233,6	90,0	30,0	3,0	2700	1,3	15,0	186,0
38	Las Cajas	264	52,8	62,0	32,0	1,9	1984	1,5	56,4	57,2
Promedio		1046	209,2	95,8	57,0	1,8	6995	2,0	84,3	95,6
Mínimo		118	23,6	30,0	15,0	1,1	450	1,2	15,0	15,9
Máximo		4425	885,0	325,0	166,0	3,6	53950	4,5	539,3	216,0

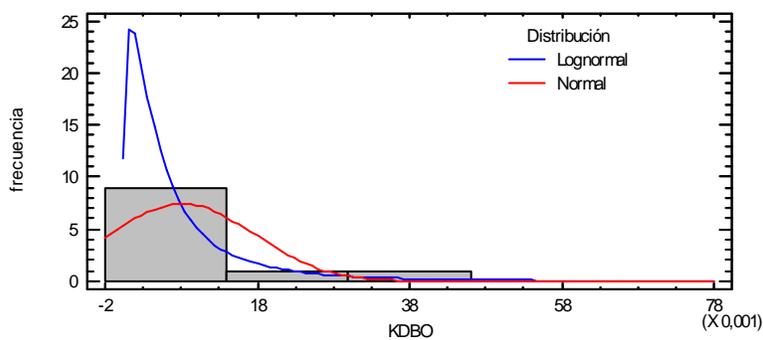
Anexo 4. Procesamiento estadístico de los valores calculados de K_{DBO} (STATGRAPHICS)

Valores calculados de T_R , d y K_{DBO} para LFPs en Villa Clara según modelo de flujo disperso

LAGUNA	Número de Observaciones	K_{DBO} calculado ¹ (d^{-1})
Base Aérea	2	0,063
Caguaguas	2	0,003
Manacas	2	0,031
Nueva Isabel	2	0,001
Caibarién	3	0,012
Camajuani	2	0,001
Jaguey	2	0,002
Julian Grimau	2	0,020
Qdo de Guines	2	0,020
La Panchita	2	0,003
Ranchuelo	3	0,004
Las Nieves	2	0,007
Santo Domingo	2	0,005

¹ Valores medios de K_{DBO} para cada LFP

Los valores del sesgo estandarizado de 0,912911 y de la curtosis estandarizada de -0,313011, ambos entre +2 y -2 indican que los valores de $\ln(K_{DBO})$ tienen una distribución normal.



Histograma y curvas de distribuciones normal y lognormal para valores de K_{DBO} de lagunas facultativas primarias en Villa Clara

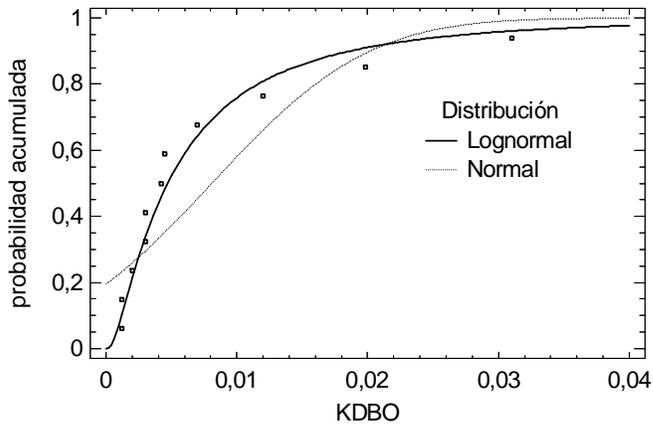


Gráfico de cuantiles para K_{DBO} y distribuciones normal y lognormal. Prueba de Kolmogorov - Smirnov para valores calculados de K_{DBO}

Estadístico	Lognormal	Normal
DMAS	0,153236	0,284244
DMENOS	0,101556	0,232898
DN	0,153236	0,284244
Valor-P	0,958438	0,338942

La constante cinética para la remoción de la DBO_5 (K_{DBO}) del conjunto de lagunas en Villa Clara se encuentra distribuida de forma lognormal con media geométrica de K_{DBO} igual a 0,0084 ($\ln \overline{K_{DBO}} = -5,35824$) y desviación estándar de 0,012354 (la desviación estándar en escala logarítmica es 1,07422).

Gráfica de aberrantes con límites sigma para los valores de $\ln(K_{DBO})$

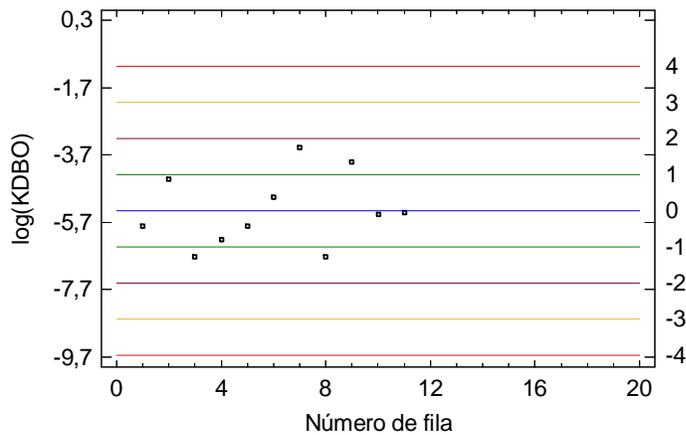


Tabla de resumen estadístico para los valores de $\log(K_{DBO})$ calculados

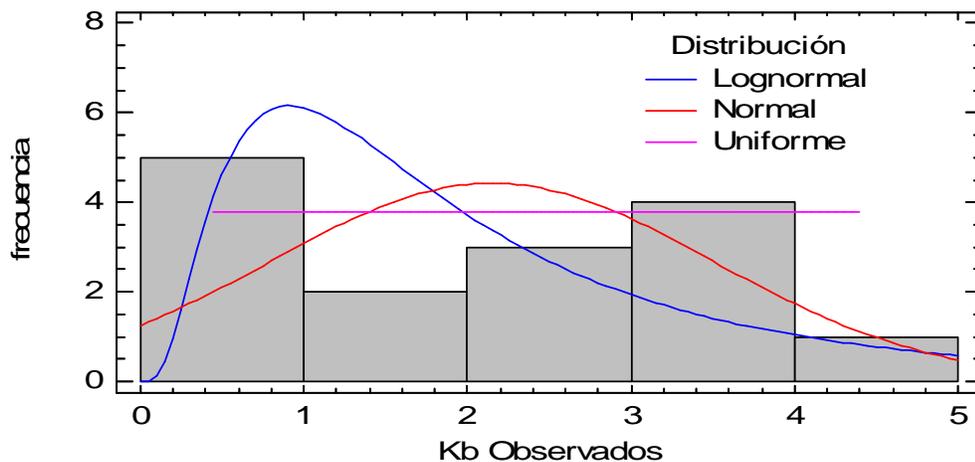
Recuento	11
Promedio	-5,35824
Desviación estándar	1,07422
Coef. de variación	-20,048%
Mínimo	-6,72543
Máximo	-3,47377
Rango	3,25167
Sesgo estandarizado	0,615581
Curtosis estandarizada	-0,465973

Resumen: Los histogramas de frecuencia para los valores calculados de K_{DBO5} muestran la posibilidad de ajuste a las distribuciones normal y lognormal. Las pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para K_{DBO} confirman el ajuste de sus valores a ambas distribuciones, aunque existe un mejor ajuste a la distribución lognormal; por lo que se asume la distribución lognormal para los valores de K_{DBO} y se procede con la identificación de posibles valores atípicos de $\ln(K_{DBO})$. Fueron excluidos 3 valores atípicos de K_{DBO} .

Anexo 5. Procesamiento estadístico de los valores calculados de K_{CF} (STATGRAPHICS)

Valores calculados de K_{CF} , TR y d para LFPs en Villa Clara según modelo de flujo disperso

LAGUNA	TR	d	K_{CF} estim	LAGUNA	TR	d	K_{CF} estim
	(d)	(-)	(d^{-1})		(d)	(-)	(d^{-1})
Base Aérea	32,2	0,77	3,915	Motembo 2	30,9	0,42	3,580
Caguaguas	108,1	0,50	0,690	Manacas	29,0	0,40	2,573
Motembo 1	25,6	0,50	3,580	Nueva Isabel	166,2	0,71	0,995
Camajuani	71,2	0,53	0,923	Qdo de Guines	49,7	0,53	1,920
Jaguey	250,7	0,60	0,439	Ranchuelo	57,7	0,91	2,211
Julian Grimau	25,9	0,50	3,245	Santo Domingo	93,4	0,63	1,113
Las Nieves	206,3	0,53	0,463	Sitiecito	45,0	0,67	3,620



Histograma y curvas de la distribución normal y lognormal para valores de K_{CF} de lagunas facultativas primarias en Villa Clara

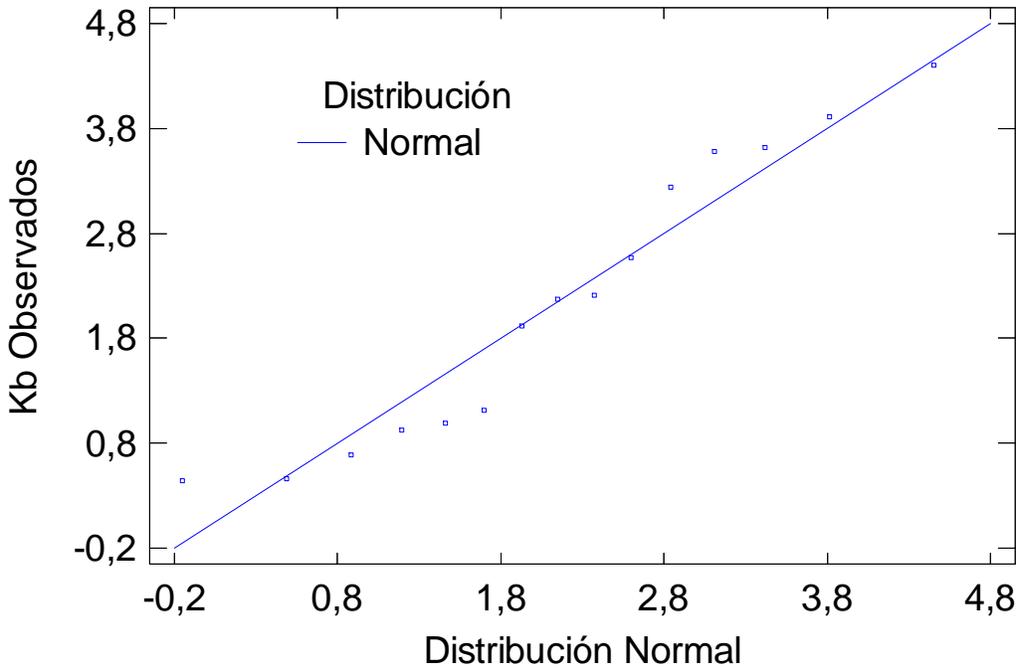


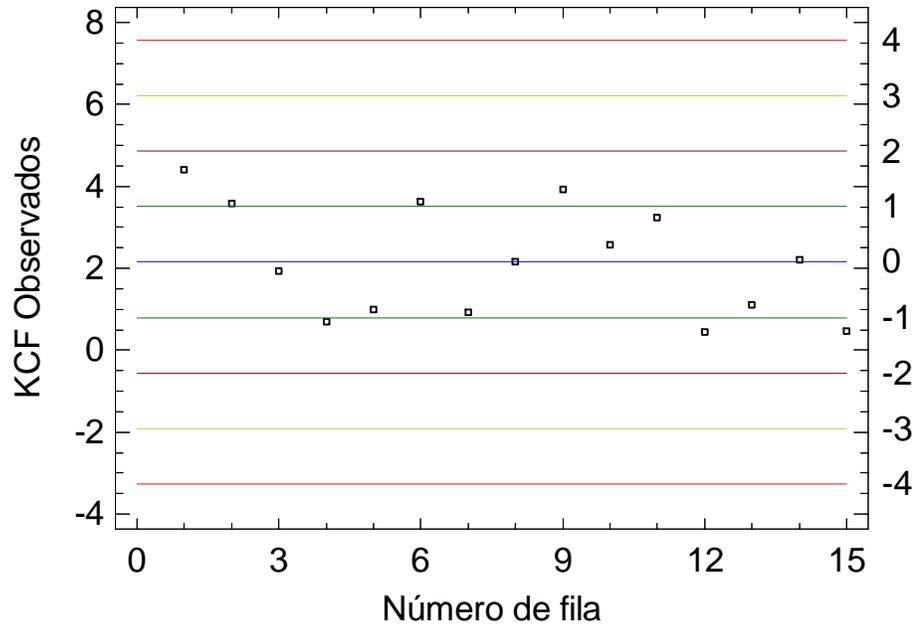
Gráfico cuantil - cuantil para la distribución normal de K_{CF}

Prueba de Kolmogorov - Smirnov para valores calculados de K_{CF}

Estadístico	Lognormal	Normal
DMAS	0,110511	0,178324
DMENOS	0,166652	0,124051
DN	0,166652	0,178324
Valor-P	0,799037	0,726743

Los valores del sesgo estandarizado de 0,363624 y de la curtosis estandarizada de -1,11307, ambos entre +2 y -2 indican que los valores de K_{CF} pueden ser representados por una distribución normal (Tabla 9).

La constante cinética para la remoción de bacterias ó coliformes fecales CF (K_{CF}) del conjunto de lagunas en Villa Clara se encuentra distribuida de forma normal entre los valores 0,439 y 4,4 d^{-1} , siendo la media de K_{CF} igual a 2,150 (Tabla 2.17).



Gráficas de aberrantes con límites sigma para los valores de K_{CF}

Resumen estadístico para los valores de K_{CF} calculados

Recuento	15	Máximo	4,4
Promedio	2,150	Rango	3,961
Desviación Estándar	1,3533	Sesgo Estandarizado	0,363624
Coefficiente de Variación	62,9%	Curtosis Estandarizada	-1,11307
Mínimo	0,439		

Anexo 6. Ajuste de modelo empírico para K_{DBO} (STATGRAPHICS)

Variable dependiente: KDBO

Variables independientes: TR y Ls

Función a estimar: $a \cdot TR^b \cdot Ls^d$

Estimaciones iniciales de parámetros:

$$a = 0,1$$

$$b = 0,1$$

$$d = 0,1$$

Método de estimación: Marquardt

La estimación se detuvo debido a la convergencia de la suma de cuadrados de residuos.

Número de iteraciones: 8

Número de llamadas de la función: 34

Número de filas excluidas: 7

Resultados de la Estimación

Parámetro	Estimado	Error Estándar Asintótico	Intervalo Confianza a 95,0%	
			Inferior	Superior
a	0,320204	0,51703	-0,766039	1,40645
b	-0,993715	0,203335	-1,42091	-0,566523
d	0,357095	0,214201	-0,0929265	0,807116

Análisis de Varianza

Fuente	Suma de Cuadrados	Gl	Cuadrado Medio
Modelo	0,0262046	3	0,00873486
Residuo	0,00197843	18	0,000109913
Total	0,028183	21	
Total (Corr.)	0,00946257	20	

R-Cuadrada = 79,0921 por ciento

R-Cuadrada (ajustada por g.l.) = 76,769 por ciento

Error estándar del est. = 0,0104839

Error medio absoluto = 0,0145747

Estadístico Durbin-Watson = 1,44467

Autocorrelación residual de retardo 1 = 0,231444

El StatAdvisor

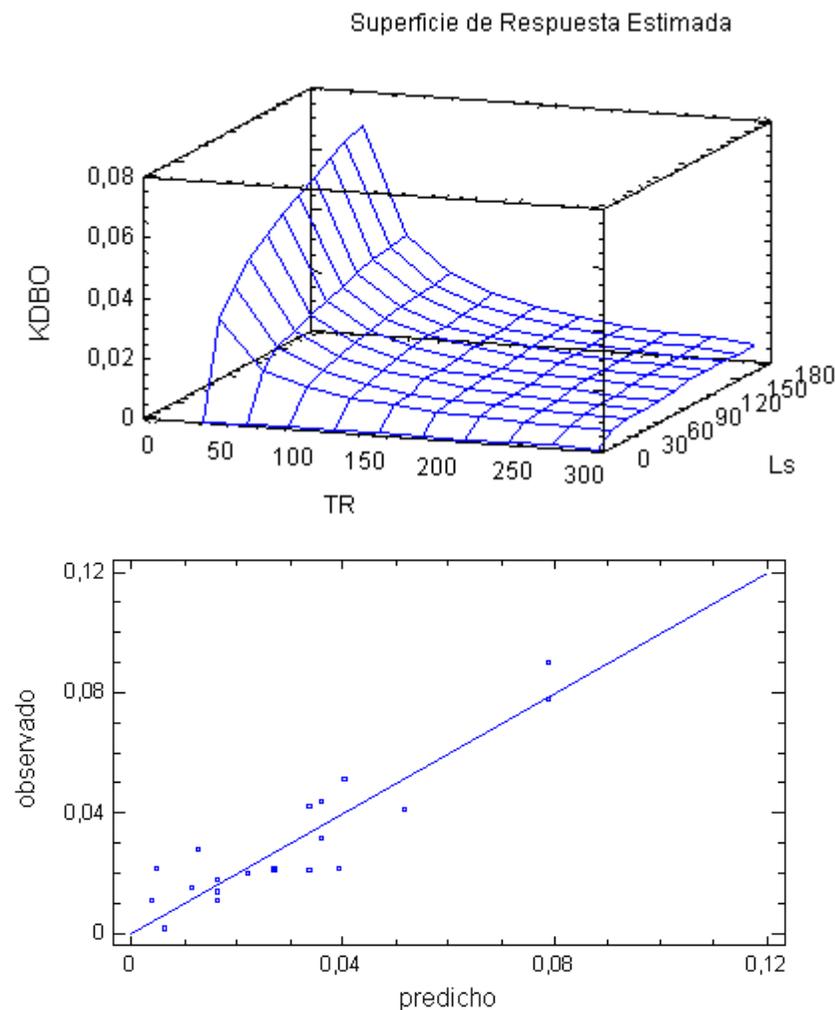
La salida muestra los resultados de ajustar un modelo de regresión no lineal para describir la relación entre KDBO y 2 variables independientes. La ecuación del modelo ajustado es:

$$KDBO = 0,320204 * TR^{-0,993715} * Ls^{0,357095}$$

Al realizar el ajuste, el proceso de estimación terminó exitosamente después de 8 iteraciones, en este punto los coeficientes estimados convergieron con los estimados actuales.

El estadístico R-Cuadrada indica que el modelo, así ajustado, explica 79,0921% de la variabilidad en KDBO. El estadístico R-Cuadrada ajustada, que es más adecuado para comparar modelos con diferente número de variables independientes es 76,769%. El error estándar del estimado muestra que la desviación estándar de los residuos es 0,0104839.

La salida también muestra los intervalos asintóticos del intervalo de confianza del 95,0% para cada uno de los parámetros desconocidos. Estos intervalos son aproximados y más precisos para tamaños de muestra grandes.



Anexo 7. Ajuste de modelo empírico para- K_{CF} (STATGRAPHICS)

LFP	Z	TR	K observada
La Panchita	1,8	30,1	4,4
Motembo	2,2	25,6	3,58
Quemado Guines	2	48,4	1,92
Caguagua	1,8	105,4	0,69
Nueva Isabela	2	162,0	0,995
Sitiecito	2	43,9	3,62
Camajuaní	2,5	69,4	0,923
Van Troi	3	47,3	2,168
Base Aérea	2	31,4	3,915
Julían Grimaó	2	25,2	3,245
Santo Domingo	1,5	91,1	1,113
Manacas	1,8	28,2	2,573
Jaguey	2	244,4	0,439
Las Nieves	1,8	201,2	0,463
Ranchuelo	4,5	56,3	2,211

Primera corrida de ajuste

Variable dependiente: K_b Ajusta

Variables independientes: Z y TR

Función a estimar: $a \cdot Z^b \cdot TR^c$

Estimaciones iniciales de parámetros:

$$a = 0,1$$

$$b = 0,1$$

$$c = 0,1$$

Método de estimación: Marquardt

La estimación se detuvo después de alcanzar el número máximo de iteraciones.

Número de iteraciones: 31

Número de llamadas de la función: 151

Resultados de la Estimación

Parámetro	Estimado	Error Asintótico	Estándar Intervalo Confianza a 95,0%	
			Inferior	Superior
a	26,9904	10,8355	3,38183	50,599
b	0,0666974	0,363464	-0,725224	0,858619
c	-0,684834	0,172015	-1,05962	-0,310044

Análisis de Varianza

Fuente	Suma de Cuadrados	Gl	Cuadrado Medio
Modelo	87,1409	3	29,047
Residuo	7,8565	12	0,654708
Total	94,9974	15	
Total (Corr.)	25,6384	14	

R-Cuadrada = 69,3566 porciento

R-Cuadrada (ajustada por g.l.) = 64,2493 porciento

Error estándar del est. = 0,80914

Error medio absoluto = 0,513493

El StatAdvisor

La salida muestra los resultados de ajustar un modelo de regresión no lineal para describir la relación entre Kb Ajusta y 2 variables independientes. La ecuación del modelo ajustado es

$$Kb \text{ Ajusta} = 26,9904 * z^{0,0666974} * Tr^{-0,684834}$$

Al realizar este ajuste, el proceso de estimación fue detenido antes de convergir debido a que se había excedido el número máximo de iteraciones.

Para continuar con el proceso, se establecen los estimados iniciales de los parámetros desconocidos con los estimados actuales y se comienza el proceso de estimación nuevamente.

Segunda corrida de ajuste

Ajuste de regresión no lineal

Variable dependiente: Kb

Variables independientes: Z y TR

Función a estimar: $a \cdot z^b \cdot Tr^c$

Estimaciones iniciales de parámetros:

$a = 26,99$

$b = 0,0666$

$c = -0,6848$

Método de estimación: Marquardt

La estimación se detuvo debido a la convergencia de la suma de cuadrados de residuos.

Número de iteraciones: 5

Número de llamadas de la función: 22

Número de filas excluidas: 3

Resultados de la Estimación

Parámetro	Estimado	Error Asintótico	Estándar Intervalo Confianza a95,0%	
			Inferior	Superior
a	47,6059	14,9544	13,7766	81,4353
b	0,415096	0,151529	0,0723137	0,757878
c	-0,919727	0,0964941	-1,13801	-0,701442

Análisis de Varianza

Fuente	Suma de Cuadrados	Gl	Cuadrado Medio
Modelo	46,5999	3	15,5333
Residuo	0,605906	9	0,0673229
Total	47,2058	12	
Total (Corr.)	12,7973	11	

R-Cuadrada = 95,2654 por ciento

R-Cuadrada (ajustada por g.l.) = 94,2132 por ciento

Error estándar del est. = 0,259467

Error medio absoluto = 0,440338

El StatAdvisor

La salida muestra los resultados de ajustar un modelo de regresión no lineal para describir la relación entre Kb Ajusta y 2 variables independientes. La ecuación del modelo ajustado es

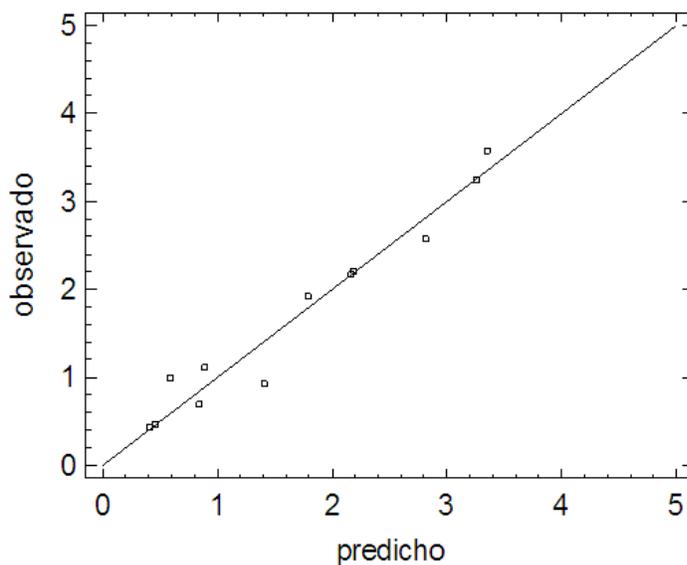
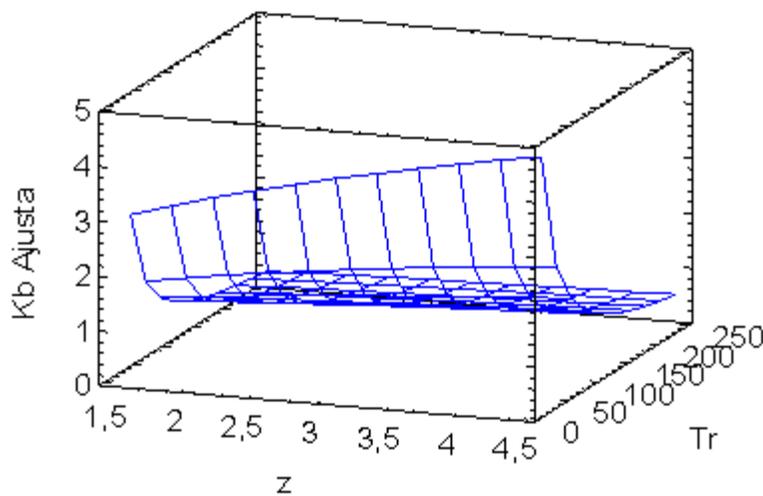
$Kb \text{ Ajustado} = 47,6059 \cdot z^{0,415096} \cdot Tr^{-0,919727}$

Al realizar el ajuste, el proceso de estimación terminó exitosamente después de 5 iteraciones, en este punto los coeficientes estimados convergieron con los estimados actuales.

El estadístico R-Cuadrada indica que el modelo, así ajustado, explica 95,2654% de la variabilidad en Kb Ajusta. El estadístico R-Cuadrada ajustada, que es más adecuado para comparar modelos con diferente número de variables independientes es 94,2132%. El error estándar del estimado muestra que la desviación estándar de los residuos es 0,259467. Este valor puede utilizarse para construir límites de predicción para nuevas observaciones seleccionando la opción de Pronósticos del menú de texto.

La salida también muestra los intervalos asintóticos del intervalo de confianza del 95,0% para cada uno de los parámetros desconocidos.

Superficie de Respuesta Estimada



Anexo 8. Evaluación estocástica del efecto de la presencia de las algas sobre la calidad del efluente de LFPs

Con el fin de evaluar el comportamiento del efluente de las LFPs bajo estudio, con respecto a límites máximos permisibles basados en la DBO₅ filtrada, se determinaron las fiabilidades esperadas para el cumplimiento de normas de vertimiento basadas en la DBO₅ filtrada, aplicando la técnica de “bootstrapping” (Doby, 2004). Se simularon aleatoriamente 100 series, de 1000 datos cada una, de los valores de la concentración de DBO₅ filtrada a partir de valores aleatorios de la DBO₅ total en el efluente y del porcentaje de la demanda ejercida por las algas, tomado aleatoriamente entre 70 y 90 %. A cada serie se le calculó la fiabilidad (F), con respecto a las concentraciones máximas permisibles de DBO₅ filtrada asumidas, mediante la ecuación (1.22). La fiabilidad esperada (F_B), para las 100 series de datos, se determinó mediante la ecuación (1.23):

$$F = 1 - \frac{v}{\text{días_operación}} \quad (1.22)$$

$$F_B = 1 - \frac{\bar{v} + 2 \cdot \sigma}{\text{días_operación}} \quad (1.23)$$

donde:

F = fiabilidad de una serie o conjunto de simulaciones;

F_B = fiabilidad de 100 conjuntos de 1000 datos simulados;

v = número de veces que no se cumple la norma (fallos);

\bar{v} = promedio de fallos o violaciones;

σ = error estándar del número de violaciones.

Las probabilidades de que el efluente cumpla con normas basadas en la DBO₅ filtrada son superiores que para la norma cubana en base a DBO₅ total; sin embargo, en ambos casos, las fiabilidades del funcionamiento de las LFPs son bajas, siempre inferiores al 90 %.

Fiabilidades calculadas con respecto a diferentes concentraciones máximas permisibles de DBO₅ filtrada

Concentración máxima permisible de DBO ₅ filtrada	Fiabilidad esperada para el efluente de LFPs en Villa Clara
10	18.4
15	41.3
20	61.6
25	76.4
30	87.9

Al respecto, la norma cubana no tiene distinciones para con las LFPs y de maduración, considerando a las algas como un componente contaminante más en el efluente. Esta norma, no incluye diferencias para los valores máximos permisibles de la DBO₅ y SST en el efluente de las lagunas facultativas y de maduración, lo cual se considera una limitación de la misma.A

Anexo 9. Índices que relacionan el costo de inversión con las fiabilidades obtenidas y las personas equivalentes servidas

Laguna	Pob	Ci	CiF ₃₀	CiPE
	PE	Pesos	Pesos·(%) ⁻¹	Pesos·(PE) ⁻¹
Corralillo	2230	9264,13	104,65	4,15
La Panchita	287	1758,16	18,66	6,13
Gavilanes	380	2077,19	23,30	5,47
Rancho Veloz	530	2238,24	24,16	4,22
Motembo	538	2689,14	29,09	5,00
Guillermo Yabre	226	1187,36	12,64	5,25
Lugardita	837	2824,41	32,80	3,37
Quemado Guines	223	2156,21	26,23	9,67
Caguagua	427	7953,35	110,68	18,63
Nueva Isabela	864	22457,98	415,49	25,99
Sitiecito	547	4475,72	63,19	8,18
Tito González	590	5822,80	69,05	9,87
La Rosita	1028	17712,97	316,97	17,23
Sagua	4425	55300,75	668,13	12,50
Encrucijada	585	5287,89	89,89	9,04
La Sierra	1063	9714,37	164,86	9,14
El Santo	165	4679,97	89,79	28,36
Arsenio Moreno	1174	5287,89	79,59	4,50
Emilio Córdova	319	5287,89	98,50	16,58
Camajuaní	2160	23920,77	295,49	11,07
Macagual	1458	9505,93	95,44	6,52
Vueltas	650	4321,97	51,34	6,65
Remedios	2052	48339,10	810,51	23,56
Caibarién	3312	24881,62	347,41	7,51
Placetas	2307	13891,61	196,70	6,02
Base Aérea	2981	15524,81	213,56	5,21
Julían Grimao	1268	5822,80	63,74	4,59
Santo Domingo	735	11436,14	194,65	15,56
Palo Bonito	118	3680,75	61,53	31,19
Manacas	1836	9052,21	93,33	4,93
Jaguey	307	12695,94	232,01	41,35

Anexo 9. Índices que relacionan el costo de inversión con las fiabilidades obtenidas y las personas equivalentes servidas (continuación)

Laguna	Pob	Ci	CiF ₃₀	CiPE
	PE	Pesos	Pesos·(%) ⁻¹	Pesos·(PE) ⁻¹
Sabino Hernández	788	24910,68	470,90	31,61
Las Nieves	177	6419,82	108,17	36,27
Ranchuelo	1100	10642,46	160,24	9,67
Esperanza	178	15904,03	305,75	89,35
Mataguá	460	2156,21	24,73	4,69
La Yaya	1168	3361,54	34,19	2,88
Las Cajas	264	2890,58	31,30	10,95
Promedio	1046	10987,77	163,91	14,55
Mínimo	118	1187,36	12,64	2,88
Máximo	4425	55300,75	810,51	89,35

Anexo 10. Histogramas de frecuencias absolutas de las principales variables e índices obtenidos mediante la simulación de las LFPs existentes con los programas SEARU y SELFP

