

ETAPA III: PREFACTIBILIDAD

INDICE

3.1	Introducción general.....	3
3.1.1	Conceptos básicos de lagunas de estabilización.....	4
3.1.2	Clasificación de las lagunas de estabilización.....	6
3.1.2.1	Lagunas aeróbicas.....	7
3.1.2.2	Lagunas anaeróbicas.....	9
3.1.2.3	Lagunas facultativas.....	10
3.1.3	Tratamiento previo del afluente.....	12
3.1.4	Sistemas de disposición de las lagunas.....	13
3.1.5	Consideraciones previas para el diseño.....	14
3.1.6	Términos de referencia para el diseño.....	16
3.1.7	Problemas derivados por el empleo de lagunas.....	20
3.1.8	Usos y limitaciones de las lagunas de estabilización para desagües industriales.....	26
3.1.9	Importancia de las lagunas desde el punto de vista sanitario y económico.....	30
3.1.10	Conclusiones de la eficiencia de lagunas de estabilización.....	33
3.2	Planteo de soluciones a los problemas descritos en la etapa anterior de inventario.	34
3.3.	Cálculo de la población futura de San Salvador.....	35
3.4	Cálculo del caudal máximo de aguas residuales.....	39
3.5	Determinación del volumen necesario para las nuevas lagunas.....	41
3.6	Memoria Descriptiva.....	57
3.6.1	Aspectos Técnicos Comunes.....	57
3.6.1.1	Nueva conexión a la cloaca máxima.....	57
3.6.1.2	Ampliación de cámara de Rejas existente.....	59
3.6.1.3	Cañería de conducción.....	61
3.6.1.4	Estructuras de conexión.....	61
3.6.1.5	Losa de protección de fondo.....	61

3.6.1.6 Zanja para cañería de conducción.....	61
3.6.1.7 Volumen de suelo a retirar.....	62
3.6.1.8 Transporte del suelo extraído.....	62
3.6.1.9 Construcción de terraplenes.....	62
3.6.1.10 Conformación de coronamientos.....	63
3.6.1.11 Construcción de cerco perimetral.....	63
3.6.1.12 Parquizacion.....	63
3.6.1.13 Cruce de cañería de conducción a través de terraplén del ferrocarril.....	63
3.7. Alternativas de prefactibilidad.....	64
3.7.1 Alternativa 1.....	64
3.7.1.1Recubrimiento de fondo y taludes internos de lagunas con suelo seleccionado.....	64
3.7.2 Alternativa 2.....	64
3.7.2.1Recubrimiento de fondo y taludes internos de lagunas con broza cemento.....	64
3.7.2.2Recubrimiento de fondo con geomembrana.....	65
3.7.2.3Recubrimiento de taludes externos de lagunas con suelo vegetal.....	65
3.8 Presupuesto de las alternativas	65
3.8.1 Presupuesto de la alternativa 1.....	66
3.8.2 Presupuesto de la alternativa 2.....	67
3.9 Evaluación de alternativas.....	68
3.9.1 Aspectos técnicos – funcionales.....	68
3.9.2 Aspectos económicos.....	68
3.9.2.1 Métodos de Evaluación de Proyectos.....	69
3.9.3Aspectos ambientales.....	72
3.10Selección de alternativa.....	72
3.11Conclusión.....	72

3.1 Introducción general:

En la presente etapa se realiza un análisis sobre las distintas alternativas de soluciones, para los problemas de Saneamiento de San Salvador planteados en la anterior etapa de inventario.

En primera instancia se realiza una introducción teórica sobre los procesos básicos comunes de estabilización de lagunas de tratamiento de líquidos cloacales, independientemente del tipo de solución adoptada. Dicha teoría se extrae de bibliografía básica del tema.

A continuación de esta introducción teórica se presentan formalmente las dos propuestas de solución adoptadas, llamadas **Alternativa 1 y Alternativa 2**.

En esta tercera etapa de nuestro proyecto llamada prefactibilidad, se describen distintos aspectos técnicos, económicos, sociales y ambientales, correspondientes a cada una de ellas.

Además se realiza un cuadro comparativo entre cada alternativa, teniendo en cuenta todos los aspectos antes mencionados y en especial los cálculos de materiales, mano de obra y maquinarias empleadas para realizar cada alternativa y como corolario a lo anterior el presupuesto de cada alternativa.

Finalmente como conclusión se realizara la matriz de decisión correspondiente de la cual se obtendrá la alternativa más conveniente desde los puntos de vistas técnicos, económicos, sociales y medioambientales.

La alternativa seleccionada, pasara de esta etapa a la cuarta y última etapa de nuestro proyecto denominada etapa de Factibilidad, en la cual se ajustaran al máximo los valores utilizados.

3.1.1 Conceptos básicos de Lagunas de Estabilización.

Las lagunas de estabilización, también llamadas en muchas bibliografías lagunas de oxidación, pueden considerarse, en términos generales, como una solución muy conveniente al problema de saneamiento, cuando las condiciones locales lo permiten.

La utilización de las lagunas de estabilización es, hasta el momento, el modo más económico y sencillo de tratar líquidos residuales domésticos e industriales, especialmente en países como el nuestro en que no se dispone de una tecnología avanzada para la explotación y en los que se dispone en general de terrenos suficientes para su instalación.

Para las ciudades, el problema del terreno existe, pero es necesario notar que esto resulta generalmente de la invasión del espacio cercano por una urbanización que parece tener “horror al vacío”. Son las expansiones desmedidas de las ciudades y sobre todo la densificación de las poblaciones, las que han conducido a la elección y diseño de formas intensivas de tratamiento, menos exigentes en superficie de terreno.

Es de esperar que nuevos planes de urbanización reparen este error y quizás el diseño de lagunas y la parqueización encuentren cabida en gran número de localidades y ciudades medianas y pase a ser ésta, una nueva forma urbanística en donde se mezcle el hormigón armado con lo natural.

La ventaja de las lagunas de estabilización frente a las plantas de tratamiento es precisamente encontrarse inmersas en la naturaleza, lo que parece más racional que tratar desechos en el recinto de una aglomeración. Notemos entonces que este nuevo procedimiento de saneamiento mediante lagunas, si bien nada impide aplicarlos en concentraciones importantes de población son, sin embargo, interesantes para pequeñas y medianas poblaciones cuyos alrededores están, a menudo, libres de toda construcción.

Las lagunas de estabilización ofrecen la ventaja no solo de su fácil construcción y mantenimiento, sino también la de sencilla y rápida ampliación, de modo que es

fácil ir siguiendo, en capacidad de tratamiento, el real crecimiento de los caudales a depurar a medida que crece el número de conexiones domiciliarias.

Con este tipo de tratamiento se puede obtener un grado de depuración igual o mayor que con los métodos convencionales de tratamiento que conocemos, pero las inversiones y los costos de operación y mantenimiento para la explotación son muchos menores que los gastos que se ocasionan en las plantas depuradoras por sistemas convencionales.

En pocas palabras se pueden resumir algunas ventajas que ofrecen las Lagunas de Estabilización:

- a) Menor Costo, en comparación con las Plantas Depuradoras Tradicionales, pues prácticamente no existen estructuras ni equipos mecánicos.
- b) No requieren, para su funcionamiento, energía eléctrica.
- c) Gran facilidad de operación y mantenimiento. No es preciso el empleo de personal especializado.
- d) Tienen una gran flexibilidad ya que son fácilmente ampliables y/o modificables.
- e) Son capaces de absorber grandes variaciones de caudales, cargas contaminantes y aún de temperatura.
- f) Especialmente aptas para la depuración de aguas servidas domésticas y desagües industriales orgánicos.
- g) Los residuos líquidos sufren un grado de depuración apreciable, que les permite ser aprovechado para diversos usos (regadío agrícola o forestal, recarga acuífera, etc.)
- h) Alta eficiencia en cuanto a remoción o inactivación de microorganismos patógenos.

Por último, se puede agregar que en la naturaleza el agua es el lugar donde ocurren las reacciones bioquímicas que tienden a destruir los desechos minerales y orgánicos que han sido introducidos en ella artificialmente. Este proceso de auto depuración en los ríos, lagos, lagunas y aguas superficiales en

general, que opera principalmente por oxidación, es la obra de organismos acuáticos unicelulares que se desarrollan en ciertas condiciones del medio. De allí es que con las lagunas, se ha buscado crear artificialmente medios susceptibles de ofrecer condiciones óptimas de depuración, gracias a manejos convenientes. Así es como se han concebido estanques en los cuales se han vertido las aguas servidas, acondicionando el medio a los efectos de que se produzca ese fenómeno que ocurre en la naturaleza y llegue así a depurar nuestro afluyente contaminado, a un grado tal que hasta en muchos casos se lo puede reutilizar sin inconvenientes.

3.1.2. Clasificación de las lagunas de estabilización.

Existen varias formas de clasificar las lagunas:

1- De acuerdo con el contenido de oxígeno que posee en su masa líquida:

- a) Aeróbicas.
- b) Anaeróbicas.
- c) Facultativas.
- d) Lagunas Aireadas Mecánicamente.

Las tres primeras actúan por procesos naturales, mientras que las últimas actúan por procesos artificiales ya que el oxígeno es suministrado artificialmente con aireadores mecánicos o aire comprimido.

Más adelante explicaremos las características técnicas del proceso de funcionamiento de cada una de las lagunas con más detalles, en especial las lagunas que actúan por medio de procesos naturales.

2- De acuerdo a la ubicación que ocupan con relación a otros procesos:

- a) Primarias o de aguas residuales crudas.
- b) Secundarias.
- c) Maduración o de pulimento.

Las lagunas Primarias o de aguas residuales crudas, son aquellas que reciben y depuran directamente el líquido cloacal o sea que no existe ningún tratamiento

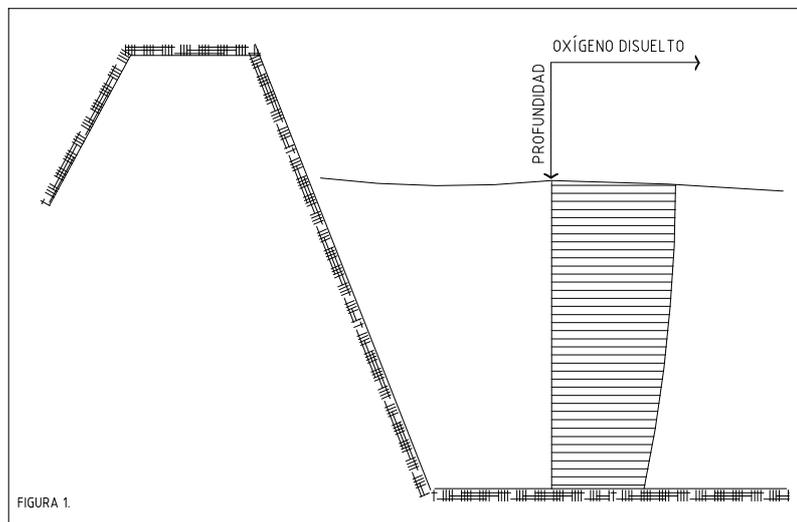
previo, en cambio, si las lagunas reciben efluente que han pasado otros procesos de depuración se las denomina Secundarias.

En las lagunas de Maduración el propósito fundamental es reducir el número de organismos patógenos o el empleo en cultivo de peces. También se las denomina Lagunas de Pulimento.

3.1.2.1 Lagunas Aeróbicas

Las lagunas aeróbicas, que han sido llamadas también como fotosintéticas, son estanques de profundidad reducida (0.15m a 0.30m) y diseñadas para una máxima producción de algas.

En estas lagunas se mantienen condiciones aeróbicas a todo nivel y tiempo y la reducción de la materia orgánica es efectuada por acción de organismos aeróbicos (o sea que viven en presencia de oxígeno), no habiendo formación de olores. En la figura 1 representamos la cantidad de oxígeno disuelto en función de la profundidad:



Estas lagunas son utilizadas preferentemente para producción y cosecha de algas y su uso en tratamiento de aguas residuales no es generalizado.

Las lagunas aeróbicas basan fundamentalmente su funcionamiento en la actividad desarrollada por las algas verdes durante el proceso en la fotosíntesis. Considerando que estas lagunas tienen como fuente de oxígeno el producido por las algas, por medio de la fotosíntesis, diremos que este es un proceso por medio del cual las plantas verdes utilizan la energía solar, tomando dióxido de carbono para incorporarlo a su propia estructura orgánica y también representan el mecanismo básico por el cual se libera oxígeno.

Es sabido que la materia orgánica es rápidamente oxidada por la acción biológica de las bacterias, cuyo producto finalmente (dióxido de carbono, agua, amoníaco, fosfatos) son utilizados por las algas, bajo condiciones apropiadas de luz solar, para sintetizar la materia celular y liberar oxígeno.

El oxígeno así producido por las algas es utilizado, a su vez, por las bacterias aeróbicas que lo emplean para oxidar la materia orgánica descargada en la laguna.

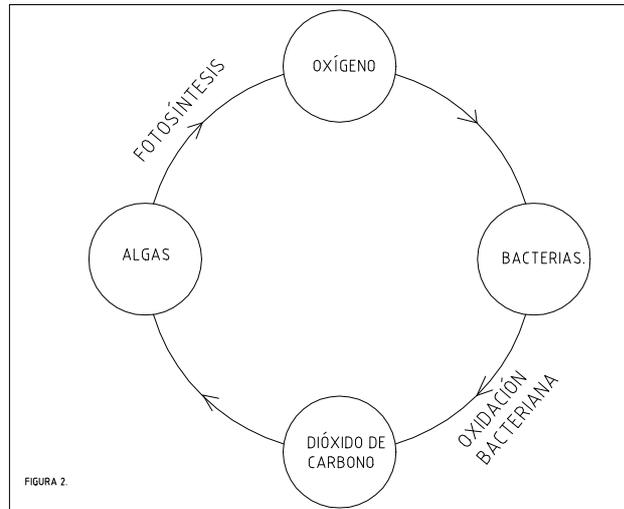
Dicho en otras palabras unos viven a expensas del otro y viceversa, o sea los microorganismos aeróbicos viven gracias al oxígeno que exhalan las algas y a su vez las algas asimilando el dióxido de carbono, etc. que liberan los microorganismos. Este fenómeno se denomina Simbiosis.

El oxígeno necesario para llevar a cabo el proceso aeróbico es provisto principalmente por las algas presentes en la laguna y en una menor proporción puede provenir de la aireación desde la superficie de la misma, producida por el viento.

El efluente que sale de estas lagunas es de color cristalino. A veces puede tener un color verde debido a la gran cantidad de algas que llevan en suspensión.

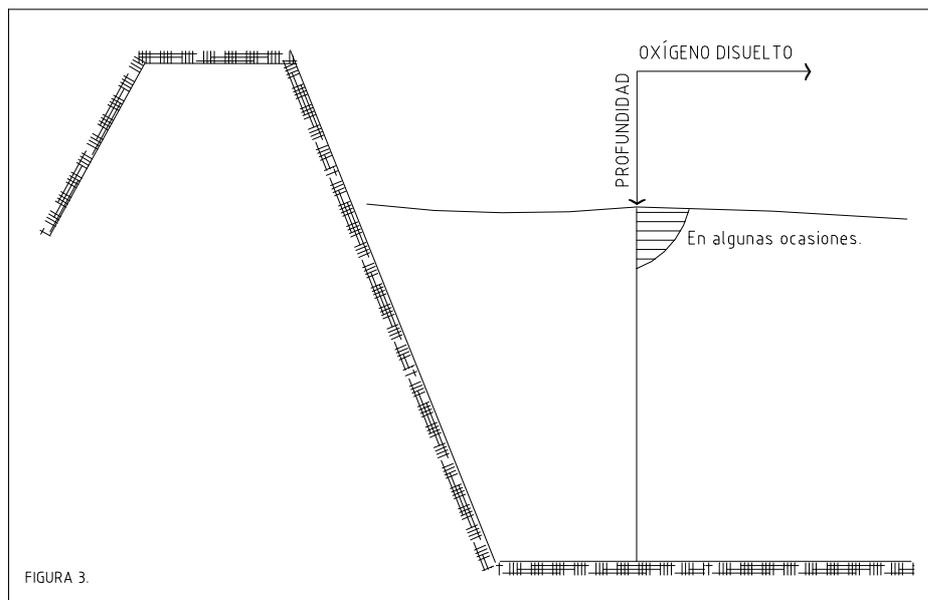
Los períodos de retención del líquido suelen ser de 2 a 6 días y la eficiencia, medida en remoción de D.B.O., puede alcanzar valores del 80% al 95%.

A continuación se muestra en la figura 2 el proceso de simbiosis que se produce en las lagunas aeróbicas:



3.1.2.2 Lagunas Anaeróbicas

Las lagunas anaeróbicas son estanques de mayor profundidad (de 2.5m a 4.00m) y reciben cargas orgánicas más elevadas, de modo tal que la actividad fotosintética de las algas es suprimida (aquí no hay algas), encontrándose ausencia de oxígeno en todos sus niveles. En la figura 3 representamos la cantidad de oxígeno disuelto en función de la profundidad:



En estas condiciones, las lagunas anaeróbicas actúan como un digestor anaeróbico abierto o una cámara séptica sin mezcla y, debido a las altas cargas orgánicas que soportan, el efluente contiene un alto porcentaje de materia orgánica y requiere de otro proceso de tratamiento.

En cuanto al mecanismo de degradación, éste es similar al proceso de contacto anaeróbico, con dos etapas bien diferenciadas que dependen del desarrollo de dos grupos específicos de bacterias.

La primera etapa es de fermentación ácida y es llevada a cabo por organismos formadores de ácidos, encargados de atacar las sustancias orgánicas y transformarlas en compuestos orgánicos más simples. A esta etapa se la denomina de “licuación”. El término licuación, en el sentido que aquí se lo aplica, supone la transformación de partículas suspendidas en compuestos solubles.

La segunda etapa es llevada a cabo por un grupo de organismos estrictamente anaeróbicos que utilizan los productos intermedios de la etapa anterior para producir gases como el metano, bióxido de carbono y otros productos de degradación. A esta se la denomina “gasificación”.

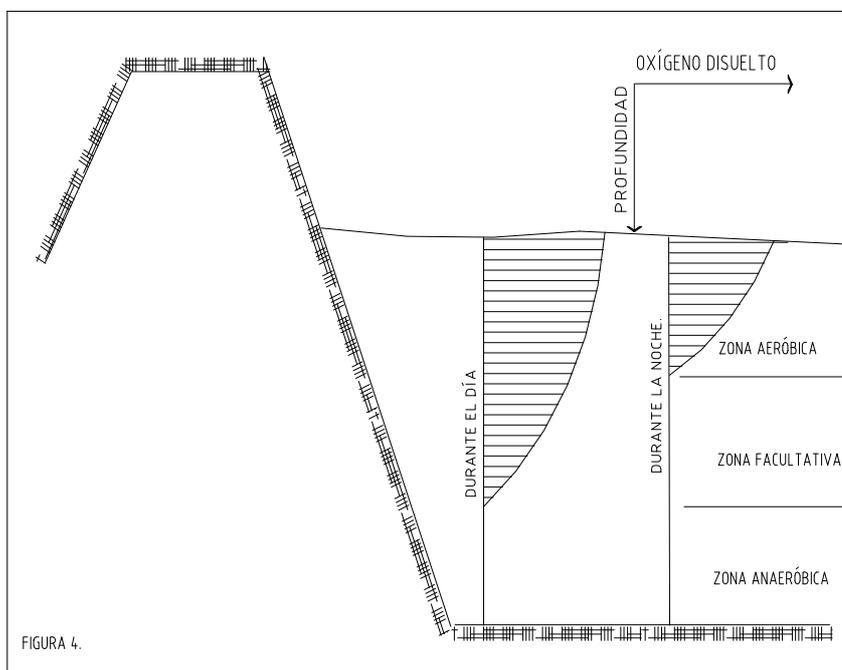
El efluente de estas lagunas es de color oscuro y puede haber, en condiciones desfavorables de funcionamiento, formación de sulfuros y desprendimiento de hidrógeno sulfurado. Por ello se recomienda ubicar este tipo de lagunas a cierta distancia de las poblaciones y considerando los vientos predominantes en la región, establecer una forestación que actúe en forma de pantalla para evitar o disminuir el efecto de los olores.

Con este tipo de lagunas se puede obtener una remoción de la D.B.O. del 40% al 70%, bastante aceptable si la comparamos con una sedimentación simple donde se produce una remoción de la D.B.O. del orden del 30%.

3.1.2.3 Lagunas facultativas

Las lagunas facultativas son estanques con profundidad intermedia (de 1.00m a 1.80m) entre las lagunas anaeróbicas y las aeróbicas. El contenido de oxígeno en la masa líquida varía de acuerdo a la profundidad y hora del día.

Así podemos ver en la figura 4 que existen tres zonas perfectamente definidas:



- 1) Una zona superior donde siempre existe oxígeno disuelto, por lo tanto predominan las bacterias aeróbicas. Existe la simbiosis o comensalismo entre bacterias aeróbicas y algas.
- 2) Una zona inferior, al fondo de la laguna, con ausencia de oxígeno disuelto. Por lo tanto predominan las bacterias anaeróbicas.
- 3) Una zona intermedia en la que el contenido de oxígeno disuelto varía durante el día y llega a desaparecer en la noche. Aquí predominan las bacterias facultativas (de allí el nombre de las lagunas).

Naturalmente en horas de la noche disminuye la concentración de oxígeno disuelto y durante este lapso de tiempo puede cobrar significado la aireación superficial provocada por vientos. Además, estos, impiden la estratificación en el agua, produciendo una mezcla de toda la masa líquida lo cual favorece el proceso.

Las algas verdes microscópicas son características en las lagunas facultativas en correcto funcionamiento, aunque durante el verano, es posible que se desarrollen

aglomeraciones de algas azules, verdes, y que por lo general alcanzan la superficie de las lagunas.

El proceso fotosintético, lo mismo que las restantes reacciones biológicas que tienen lugar en las lagunas facultativas, son afectados por la temperatura. Las condiciones más favorables para los procesos elaborados por las algas se encuentran aproximadamente entre los 20 a 30 ° C (temperatura del agua). Algunos autores fijan como valores límites de 4 a 37 ° C.

Cuando la temperatura se acerca a los valores límites, las algas verdes disminuyen o desaparecen, desarrollándose acumulaciones flotantes de algas azules-verdes, acompañadas con la producción de olores ofensivos. Con temperaturas muy bajas decrece hasta llegar a anularse tanto la actividad de algas como las bacterianas.

En estas lagunas no conviene, por razones botánicas, que la profundidad sea menor de 1 m. a los fines de evitar el crecimiento de plantas de tallo tubular (totora o espadaña) pues estas destruyen la impermeabilización del fondo y además facilitan el crecimiento de mosquitos, lo cual es perjudicial.

El fondo de las lagunas podrá tener pequeñas irregularidades siempre que las diferencias de profundidad sean menores del 15 %.

Con este tipo de lagunas se puede obtener una remoción de la D.B.O. del 75 % al 85 %.

3.1.3 Tratamiento previo del afluente

En cuanto a facilidades de pre tratamiento o tratamiento previo del líquido cloacal antes de ingresar a las lagunas, es conveniente instalar solamente cámaras de rejas para la eliminación de sólidos grandes, fáciles de separar, y evitar que este material flote en las lagunas dando mal aspecto a las mismas.

De acuerdo con la práctica en América Latina, India y Asia Tropical se ha podido observar que es más conveniente utilizar lagunas primarias con mayor profundidad para remoción de sólidos sedimentables y arena, que tener desarenadores que necesitan una limpieza y cuidado constante.

De todas formas, si se utilizan desarenadores, estos deben ser de limpieza manual y lámina de agua con caída libre para permitir el drenaje total del líquido en el tanque y remoción de la arena.

Antiguamente y durante mucho tiempo, se pensó en incluir un tratamiento primario como paso previo al tratamiento biológico efectuado en las lagunas pero esto ha sido desechado, ya que las lagunas funcionan de manera muy eficiente sin esta etapa.

3.1.4 Sistemas de disposición de las lagunas

A causa de la reciente cautela mundial, especialmente los países desarrollados por los aspectos contaminantes de las aguas servidas y con el propósito de preservar los recursos naturales, debe proporcionarse a los líquidos cloacales un alto grado de tratamiento.

Desafortunadamente las celdas únicas de lagunas de estabilización, no proporcionan esta calidad de efluente. Dos de las principales características de las unidades o celdas únicas son el bajo grado de tratamiento durante los meses de invierno y la alta acumulación de algas en los largos y caluroso días de verano. Como ejemplo de lo citado precedentemente se puede adoptar para el tratamiento de los líquidos residuales tan solo lagunas facultativas y tendríamos entonces el siguiente esquema:



Con el propósito de obtener un mayor grado de depuración y un efluente de mayor calidad, se ha sugerido el uso de lagunas en serie. De esta manera se obtienen valores bajos de D.B.O. y un mínimo de bacterias patógenas.

Existen varios sistemas típicos de lagunas de estabilización en serie.

El sistema más utilizado es el denominado Australiano, que consiste en una laguna anaeróbica primaria seguida de una facultativa. El nombre de este sistema

en serie deriva por haber sido en ese país donde, desde hace ya varios años, se lo ha empleado intensamente.

3.1.5 Consideraciones previas para el diseño.

Para efectuar un correcto diseño de una planta de depuración de líquidos residuales, donde se adopten lagunas de estabilización, conviene tener presente algunas consideraciones previas y ellas son las siguientes:

- a) Determinación del crecimiento poblacional, con ello se podrá saber las reservas de terreno a efectuar y además se podrá efectuar el diseño de toda la planta. Aunque, se aclara, en una primera etapa se construye solamente lo necesario.
- b) Determinación del caudal y calidad o concentración del líquido cloacal. Con estos valores se podrá dimensionar las conducciones, calcular tiempo de retención del líquido en las lagunas y también la carga orgánica total a remover o reducir.
- c) Elementos de medición de caudales. Conviene siempre instalarlos, tanto a la entrada como salida de la planta para conocer exactamente cuánto ingresa y cuanto sale y así poder determinar cuánto es lo que se infiltra y evapora. Si lo que se evapora es pequeño, por contraposición será grande lo que se infiltra y el valor así determinado nos dará una idea de si hay o no que realizar arreglos en el fondo y taludes de las lagunas para evitar las pérdidas.
- d) El clima es importante y hay que tenerlo bien en cuenta. Pues no se pueden adoptar los mismos parámetros de diseños en zonas frías; templadas, cálidas y tropicales, como así también hay que tener en cuenta la insolación del lugar. Otra condición meteorológica que influye en el funcionamiento de las lagunas, es si la misma se encuentra ubicada en zona de alta o baja presión.

- e) Hay que tener presente la ubicación de las lagunas, para definir el sistema a adoptar. Así, si estamos muy próximos a la ciudad deberemos evitar olores, no se usarán lagunas anaeróbicas, en cambio si estamos retirados lo podremos hacer.
- f) La dirección de los vientos hay que tenerlos en presente para evitar el traslado de olores hacia la ciudad. Si ocurre que las lagunas, con respecto a la ciudad, están ubicadas en dirección opuesta habrá que crear barreras, mediante montículos de tierra y cortinas de árboles.
- g) El tipo de suelo es algo que hay que conocer perfectamente, para determinar el grado de impermeabilidad que posee o si hay que efectuar algún tipo de tratamiento para aumentarla.
- h) La impermeabilidad, generalmente, se consigue con una buena clasificación granular, mezclando los distintos estratos de suelo del lugar que se extraen. Pero a veces es necesario recurrir a canteras de préstamos.
- i) Se utilizan también, pero no con frecuencia, membranas plásticas, las que se ubican en el fondo y los taludes recubiertos con una capa de suelo de unos 30 cm para protegerlas mecánicamente.
- j) Interesa conocer la ubicación de la napa freática y tener los registros de sus variaciones de nivel en el tiempo, para que el fondo de las lagunas queden siempre por encima de él. El ingreso de agua desde la freática estropearía y hasta podría llegar a anular el proceso de depuración.
- k) Hay que contar con buenos caminos de acceso para llegar a la planta, especialmente en días de lluvia. Esto es como consecuencia de que hay que realizar tareas de mantenimiento y se debe trasladar personal. Por lo tanto si no existen caminos para llegar a la misma se los deberá construir y esto tiene un costo que influye en el de las lagunas u obra.

l) También hay que tener presente la disponibilidad de energía eléctrica en la zona para definir la alimentación eléctrica, tanto para alumbrado como para algún bombeo que se pudiera necesitar.

m) Al predio donde se construyen las lagunas hay que ornamentarlo y efectuarle una adecuada forestación. Esto es a los fines de que el mismo se integre al medio que lo rodea y no se convierta en algo desechable o detestable. Es importante tener presente el aspecto mencionado para no causar una depreciación económica en los terrenos.

n) Para el abastecimiento de agua potable es preciso contar con un sistema de alimentación de agua, encargado de trasladarla desde la ciudad o centro de producción hasta la planta. Hay veces que la distancia a recorrer es grande entonces se puede optar por producirla dentro de la planta depuradora, ya sea extrayéndola de algún arroyo o río próximo o mediante alguna perforación.

3.1.6 Términos de referencia para el diseño.

En comparación con la gran cantidad de experiencias prácticas con lagunas de estabilización, los modelos matemáticos desarrollados son pocos.

Esto se debe a que las lagunas están sujetas a una variedad de procesos físicos y bioquímicos y la mayoría de los modelos carecen de suficientes detalles que puedan describirlos.

Además hay que tener presente que para el uso de modelos se deben cumplir las mismas asunciones y restricciones en la práctica, caso contrario puede haber grandes diferencias y en la realidad, cuando las lagunas se pongan en funcionamiento lo hagan de forma muy distinta.

Por ello es que se aconseja extraer los datos para el diseño directamente de algunas lagunas de estabilización que estén en marcha en la zona y variar o corregir las fallas que pudiera tener. En caso de no contar con plantas que hayan

adoptado este sistema lo correcto es extraer los parámetros para el diseño de lagunas piloto.

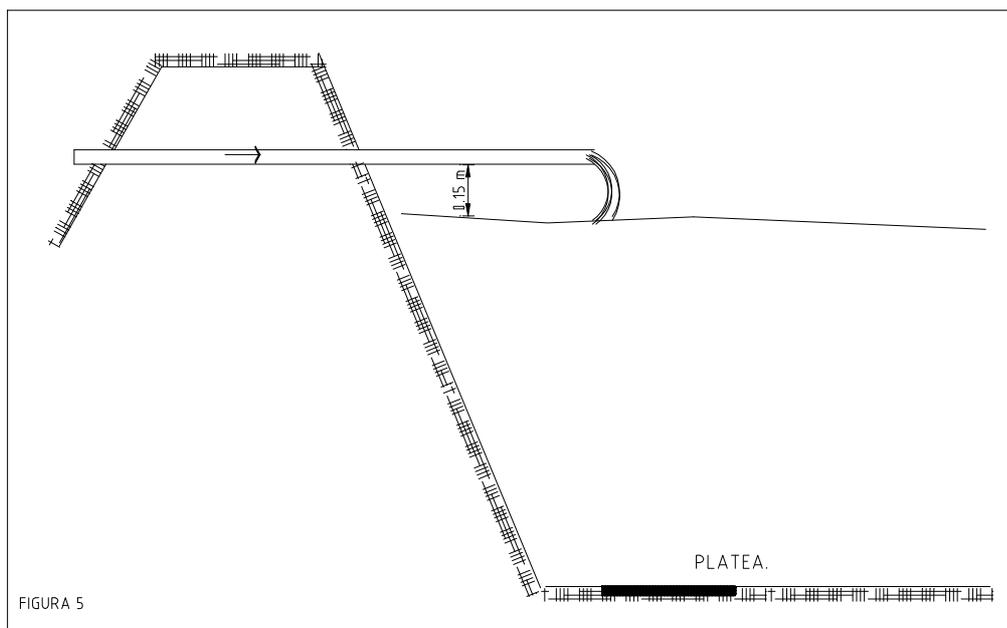
A título informativo diremos que los tres enfoques principales de dimensionamiento que incluyen modelos cinéticos han sido desarrollados por Oswald, Hermann y Gloyna y Marais.

Se puede aconsejar, por el momento al menos, el diseño basado en el criterio de carga de D.B.O. por unidad de superficie o volumen por día.

A continuación se da una información de los términos de referencia a utilizar para las lagunas anaeróbicas y facultativas solamente, por ser ellas la más utilizadas realmente.

a) Lagunas Anaeróbicas:

Para el dimensionamiento de las lagunas anaeróbicas adoptaremos una carga orgánica que oscile entre 25 a 30 kg diarios de D.B.O. por cada 1000 m³ de volumen de laguna (para un tirante medio de 2.00 m, corresponde una carga superficial de 500 a 600 kg D.B.O. / Hectárea x día)



Cabe aclarar que hay veces que se emplea para el diseño la carga en D.B.O. por día y por unidad de superficie, pero para lagunas anaeróbicas es más adecuado referirla a la unidad de volumen.

Conviene que su forma, en planta, sea más bien rectangular con relación largo - ancho entre 3 a 4.

La pendiente de los taludes puede ser de 1: 3 a 1: 4 para el interno y de 1: 2 a 1: 3 para el externo. Se aconseja un ancho del coronamiento no menor de 3.00 m a los fines de poder circular y realizar adecuadamente el mantenimiento y efectuar la compactación durante la construcción.

Generalmente se debe dejar una revancha con el objeto de que el nivel superior del líquido no sobrepase los taludes y produzca erosión. Un valor utilizado normalmente es de 0.40 a 0.50 m.

El rendimiento que se suele adoptar para su diseño es del 50 %.

En cuanto a la ubicación de la cañería de entrada, ésta debe permitir el ingreso por encima del nivel líquido de las lagunas de tal manera que exista una caída libre.

Se recomienda el ingreso en la forma descrita precedentemente, a los efectos de que dentro del conducto encargado de trasladar el líquido cloacal, sin ningún tratamiento previo, pueda escurrir libremente y se produzca la auto limpieza del mismo.

Debajo de la caída hay que prever una platea para protección del fondo y evitar la erosión.

Generalmente se instala una sola entrada, aunque hay veces que, cuando el ancho es considerable, se utilizan varias entradas. En algunos países se está incrementando el empleo de entradas móviles, lo que permite una mayor flexibilidad en la operación.

La salida del líquido de las lagunas puede realizarse por medio de un ramal T o de un vertedero que posea una pantalla perimetral sumergida en el líquido, de tal manera que no permita la fuga de los sólidos sobrenadantes para que se

degraden. Sus dimensiones deben permitir un fácil acceso para poder efectuar un buen mantenimiento.

A las esquinas o encuentro de taludes de las lagunas conviene redondearlas, para no permitir la acumulación de espumas y material flotante.

Una alternativa aconsejable es la de proyectar un desagüe de fondo para vaciar la laguna sin tener que bombear.

b) Lagunas Facultativas:

Para el dimensionamiento de las lagunas facultativas adoptamos una carga orgánica superficial que oscila entre 50 a 150 kg D.B.O. / Hectáreas x día.

Su forma en planta, conviene que sea más bien cuadrada, de allí que se aconsejan relaciones largo - ancho que oscilen de 1: 1 a 1: 2.

La pendiente de los taludes puede ser de 1 : 3 a 1 : 4, para el interno y de 1 : 2 a 1 : 3 para el externo. Se aconseja un ancho de coronamiento no menor de 3.00 m a los fines de poder circular y realizar adecuadamente el mantenimiento y efectuar la compactación durante la construcción.

Al igual que el caso anterior hay que dejar una revancha para que el nivel del líquido en caso de oleaje no sobrepase el coronamiento de los taludes y produzca erosión en el talud exterior.

Un valor utilizado normalmente es de 0.40 a 0.50 m.

El rendimiento que se suele adoptar para su diseño es del 80 %.

En cuanto a la ubicación de la cañería de entrada, ésta puede ser de dos formas, según que el líquido que ingresa a la laguna haya tenido o no un tratamiento previo.

Si el líquido que llega a la laguna facultativa no ha sufrido previamente un tratamiento, el ingreso debe realizarse en la forma descripta para las lagunas anaeróbicas.

En cambio, si el líquido sufrió un pretratamiento, su ingreso puede realizarse por el fondo, o sea que la cañería puede apoyarse en la solera de la laguna.

Debajo de la cañería encargada de producir el ingreso del líquido, no hay que olvidarse de construir una platea para evitar la erosión.

En cuanto al dispositivo de salida, diremos que debe estar ubicado de forma tal que permita una velocidad ascensional del líquido de 30 cm por semana, mientras la laguna recibe su carga normal.

La salida del líquido puede efectuarse por medio de un ramal T o de un vertedero que posea una pantalla perimetral sumergida en el líquido para que no permita la fuga de sólidos sobrenadantes, especialmente para el caso en que el líquido no tuvo un pretratamiento. Sus dimensiones deben permitir un fácil acceso para poder efectuar un buen mantenimiento.

Para aquí también se aconseja la instalación de un desagüe de fondo para facilitar el vaciado de las lagunas sin tener que emplear bombeo.

3.1.7 Problemas derivados por el empleo de lagunas:

Existen diversos inconvenientes que ocasionan las lagunas cuando no se toman a tiempo algunas precauciones, o sea que pueden subsanarse adecuadamente tomando los recaudos para cada caso en forma anticipada.

1. Proliferación de insectos:

La multiplicación de mosquitos en las lagunas de estabilización puede ser causa de problemas. Por tal motivo se realizaron estudios en instalaciones del medio, oeste y sudoeste de los Estados Unidos de América del Norte los que mostraron en muchos casos el desarrollo de mosquitos en cantidades significativas, variando su intensidad directamente con la cantidad de maleza, en especial se encontraba presente un número enorme de mosquitos en las lagunas poco profundas con gran vegetación de fondo emergente.

Otras lagunas con vegetación marginal también mostraron gran desarrollo de mosquitos.

En conclusión, el problema de la proliferación de mosquitos tiene como causa el crecimiento excesivo de malezas en las lagunas. A su vez, este puede estar relacionado con distintos factores pero uno de los más importantes se refiere a la falta de llenado de la laguna. Este hecho fue comprobado en varias instalaciones, donde las dificultades para hacer funcionar las lagunas a niveles apropiados derivan principalmente de la infiltración del líquido a través de la estructura porosa del suelo sobre el cual se asentaban. Vemos entonces que las características del terreno tienen incidencia fundamental en lo que concierne a estos tipos de problemas. Otra causa que ha originado el desarrollo de malezas, ha sido el sobredimensionamiento de las unidades. En ciertos casos, para disminuir el desarrollo de vegetación, en particular en las primeras épocas de operación de lagunas cuando los caudales son más bajos, se ha procedido a llenarlas con agua.

2. Proliferación de moluscos planorbideos.

Unos de los problemas en las lagunas de estabilización, es el que se relaciona con la invasión de moluscos planorbideos, dado capacidad potencial de servir de vehículo a Vermes del genero Schistosoma gusano causante de la esquistosomiasis.

Una laguna de SAO JOSE DOS CAMPOS, construida en el valle de Paraiba, zona conocida como la más alcanzada por la enfermedad, en todo el ESTADO DE SAN PABLO, se mostró en los primeros meses de su funcionamiento, literalmente invadida por los moluscos. Teniéndose en cuenta la prevalencia de molestias entre los habitantes de la ciudad, era de esperar que los huevos de los parásitos llevados por los residuos hasta la laguna, producirían la inmediata infección de los planorbideos.

Tratándose de lagunas del tipo australiano, en que la laguna facultativa está precedida de una laguna anaeróbica, se puede admitir que los huevos, no encontrando el oxígeno necesario para su desarrollo, se alimentan en la primera laguna, permaneciendo en el lodo, no llegando a completar un ciclo biológico.

Además los propios moluscos solamente proliferan en lagunas aeróbicas no encontrando en las anaeróbicas ambiente favorable para su desarrollo.

Posteriormente, verificándose que esos moluscos vivían con preferencia apoyados a los substratos sólidos que los mantuvieran junto a la superficie del agua, tales como la vegetación que invadía la laguna procedente de las márgenes y espuma proveniente de la laguna anaeróbica, se adoptaron medidas en el sentido de eliminar esos inconvenientes, resultando de eso una completa erradicación de los moluscos.

La presencia de planorbideos en una laguna que recibe huevos de Schistosoma constituye una cadena indispensable para la realización del ciclo biológico que lleva el verme, desde la fase de huevo hasta la fase de larva corcaria, lo cual infecta al hombre directamente a través de la epidermis o de las mucosas.

No siendo utilizada una laguna para fines recreacionales, el ciclo debería terminar allí sin que el parásito llegara a infectar nuevos seres humanos. La transmisión de esas larvas a los ríos receptores podría ser evitada por ejemplo, por la cloración del efluente. Además de esto tales larvas no tienen un periodo de vida muy largo, nunca sobrepasan 2 o 3 días en las condiciones más favorables. Entre tanto varios animales, entre ellos los roedores, pueden al entrar en las aguas de la laguna, ser infectados por las larvas convirtiéndose en animales que irán a diseminar a través de sus heces, los huevos de Schistosoma a otras regiones.

3. Producción de olores.

Es evidente que debido a factores locales, las lagunas pueden ser afectadas por variaciones ambientales externas. Por ejemplo, es posible que se estimule la actividad bacteriana como consecuencia de las altas temperaturas del líquido en épocas de verano, con contraposición de una pronunciada disminución del trabajo realizado por las algas verdes. Este hecho sería causa muy probable de olores. En otros casos la presencia de espumas o mantos de algas flotantes pueden producir este tipo de molestias.

En lagunas anaeróbicas, si el líquido descargado en la laguna contiene alto contenido de sulfatos podrá producirse hidrogeno sulfurado como consecuencia de su reducción por acción de sulfobacterias.

En general podemos decir que las lagunas anaeróbicas presentan una mayor facilidad de producir olores que las aeróbicas o facultativas. Esta particularidad dependerá de los factores locales, características de la operación y concentración de los sulfatos en el líquido a tratar.

Se ha verificado que ciertas bacterias oxidan el hidrógeno sulfurado eliminando el olor característico del mismo, tomando el líquido un color rosado que da lugar a que se designe a las lagunas, operando en esas condiciones, “lagunas rosadas”.

4. Eutroficación

La eutroficación es un término que significa enriquecimiento de las aguas a través de medios creados por el hombre o naturales.

En el caso de contaminantes francamente tóxicos, la separación entre eutroficación y contaminación puede no resultar neta ya que el exceso de nutrientes puede ser lesivo para muchos organismos del limnobiota y que, por el contrario, la presencia de algunos contaminantes (ciertos metales pesados por ejemplo) pueden actuar como bionutrientes, estimulando la producción.

En términos generales puede ocurrir que una laguna pase a través del tiempo de un estado “oligotrófico” a uno “mesotrófico” y de ahí a uno “eutrófico”, y no tomando las medidas necesarias, a uno “politrófico”, para llegar a una extinción por colmatización. Este fenómeno se operaría a través de un proceso denominado “sucesión”, esto es la evolución de las características físicas, químicas y biológicas de la laguna.

Los conocimientos presentes indican que los elementos fertilizantes más responsables para la eutroficación de lagunas son el nitrógeno y el fósforo. Entre otros elementos importantes se pueden citar el hierro, azufre, potasio, magnesio, calcio, etc. La relativa importancia del carbono ha sido discutida en no

pocos trabajos, pero parece que, aparte de los casos extremos de lagunas fuertemente eutrofizadas y con extraordinario desarrollo de algas, no constituye un factor limitante.

En definitiva, aunque nuestros conocimientos al respecto son todavía bastante pobres, puede decirse que el fósforo y el nitrógeno son indudablemente los elementos que ejercen una mayor influencia en los procesos de eutrofización, si bien su relativa importancia varía en forma considerable, tanto local como circunstancial.

Una generosa cantidad de estos nutrientes pueden ser incorporados a una laguna de estabilización mediante el líquido cloacal, el líquido residual industrial y también líquidos que arrastran fertilizantes provenientes de explotaciones agrícolas.

En cuanto al nitrógeno, su punto de partida puede estar también en las grandes reservas existentes en la atmósfera. Puede ser fijado por acción microbiana y pasar a constituir parte de la proteína protoplasmática. En estas circunstancias puede transferirse a través de las cadenas alimentarias de uno a otro nivel trófico hasta ser restituido por el medio ambiente por procesos de putrefacción. Aquí la proteína se degrada y puede ser reasimilada por algas o transformarse en nitratos que se acumulan en el fondo o son recicladas.

El aumento de algas y malezas molestas en las lagunas en que se produce eutrofización trae como consecuencia, además del ofensivo olor producido por la descomposición, un aumento de larvas de moscas de agua, las cuales, según la bibliografía, en estado adulto, han ocasionado grandes problemas en algunas lagunas de los EE.UU.

5. Contaminación de aguas subterráneas.

La infiltración en el terreno de aguas contaminadas provenientes de una laguna de estabilización puede crear un grave problema si las mismas llegan a incorporarse a un manto acuífero. La contaminación por infiltración de una laguna puede provocar una contaminación local del acuífero, a diferencia de una

contaminación regional como la que se produciría por una intrusión de agua de mar.

Al considerar la contaminación del agua subterránea por elementos residuales se deberá tener en cuenta los procesos naturales de degradación del poder contaminante. Los procesos naturales incluyen los efectos de la filtración, intercambio iónico, adsorción, absorción, dilución, dispersión y los fenómenos bioquímicos y de oxidación que se producen en la zona de aireación que se encuentra por arriba de la zona saturada, correspondiente a la capa acuífera.

Por acción de estos fenómenos naturales se puede verificar que un contaminante dispuesto sobre la superficie del terreno puede hacerse inofensivo o poco ofensivo al decrecer su poder contaminante.

Si bien es cierto que los contaminantes tienen tendencia a diluirse y dispersarse en el agua subterránea, no es fácil predecir concentración de los mismos en lugares específicos ubicados dentro del sistema de escurrimiento. Tanto la dispersión como la dilución son consideradas factores favorables. Sin embargo no siempre se conseguirá disminuir la contaminación por medio de la dilución, ya que cuando ésta es insuficiente, no podrá llegarse a límites aceptables para hacer uso del agua.

La contaminación del agua subterránea por agentes biológicos como los que pueden encontrarse en los líquidos cloacales o residuales industriales, susceptibles de tratamiento en las lagunas de estabilización, representan sin lugar a dudas un riesgo para la salud y por lo tanto se deben tomar todos los recaudos necesarios para impedir esta situación.

3.1.8 Uso y limitaciones de las lagunas de estabilización para desagües industriales.

El tratamiento por medio de lagunas de estabilización ha sido empleado para el tratamiento de los desechos líquidos provenientes de una extensa serie de industrias.

Los desagües industriales se caracterizan por su gran variabilidad en cantidad y calidad. Aparecen marcadas diferencias de acuerdo con el tipo de industrias y aún dentro del mismo tipo, según los procesos empleados y las características propias de cada establecimiento.

Se presentan en la mayoría de los casos, dentro de una misma planta industrial, variaciones en calidad y caudal horarios, diarios y a veces estacionales. Esas variaciones pueden ser lentas o previsibles o bien arbitrarias, o presentarse bruscamente, etc.

Considerando la clasificación de industrias que realizan Fairy – Geyer en su bibliografía, se tiene:

- Desagües con contenido de impurezas minerales. (industrias metalúrgicas)
- Desagües con contenido de impurezas orgánicas. (industrias de la carne)
- Desagües con contenido tanto de impurezas minerales como orgánicas. (curtiembres)
- Desagües radioactivos. (centros de aplicación de energía atómica)

Las lagunas de estabilización pueden intervenir en el tratamiento de desagües industriales en alguna de las siguientes formas:

A- Lagunas de estabilización para el tratamiento de líquidos cloacales de una ciudad o localidad, que reciben los desagües industriales de establecimientos fabriles conectados a la red de colectoras.

- B- Lagunas de estabilización destinadas al tratamiento de desagües industriales. A veces se agregan líquidos cloacales para facilitar el proceso.
- C- Lagunas anaeróbicas destinadas a la estabilización de los barros separados en un tratamiento convencional de desagües industriales (reemplazando a los digestores).
- D- Lagunas de estabilización empleadas como proceso de afinamiento, después del tratamiento de desagües industriales por procesos convencionales.

En el caso A, no existen mayores problemas siempre que se trate de desagües que no interfieran con los procesos biológicos que se desarrollan en las lagunas de estabilización y aún en ese caso, siempre que no sean desproporcionadamente voluminosos o concentrados frente al líquido cloacal a tratar.

Producen interferencias las descargas industriales con pH muy elevado o muy bajo, las que contienen sales metálicas tóxicas, cianuros, etc. Constituyen casos frecuentes las industrias metalúrgicas, que a menudo incluyen procesos de decapado (desagües ácidos) y con contenido de sales ferrosas que consumen rápidamente el oxígeno disuelto en su tendencia a oxidarse a férricas y procesos de electro-deposición.

El control del contenido de grasas es importante, ya que tienden a formar películas superficiales en las lagunas de estabilización. En el caso de que el tratamiento se efectúe por lagunas facultativas directas, la formación de películas grasas superficiales puede afectarlas gravemente.

Raramente se encuentran referencias sobre la aplicación de las lagunas en efluentes de la industria del vino y de la celulosa.

Así mismo es necesario controlar la descarga de líquidos de intensa turbiedad que puedan afectar los procesos de fotosíntesis en las lagunas facultativas.

En el caso B se pueden analizar dos situaciones:

- a) La de los desagües industriales que contienen todos los elementos necesarios para el tratamiento en lagunas;
- b) La de aquellos desagües que requieren la adición de líquidos cloacales.

a) Entre los primeros pueden mencionarse los desagües de la industria de la carne, que contienen abundante vida microbiana y los nutrientes necesarios para los procesos biológicos. En el caso de faena de vacunos es muy conveniente separar el estiércol, la sangre y las grasas.

El estiércol ocupa un volumen apreciable, es de lenta descomposición y su previa separación lo hace utilizable para mejoramiento de suelos.

En cuanto a las grasas, pueden separarse mediante un pretratamiento adecuado.

En pequeños establecimientos donde la separación de las grasas no se justifique comercialmente u origine dificultades de operación, puede suprimirse su remoción ya que esta remoción no es total por eficiente que sea el sistema de recuperación.

En tratamiento por lagunas de estabilización de la industria de la carne y por las circunstancias precedentemente expuestas, como así también por la concentración de los líquidos y su turbiedad y color, es imprescindible prever en primera etapa lagunas anaeróbicas. Además y como seguridad adicional, conviene proyectar una segunda etapa de lagunas diseñadas también como lagunas anaeróbicas, en las cuales es probable que en ciertos sectores haya actividad fotosintética, por los que se podría designar a estas lagunas como intermedias ya que siempre será necesaria una etapa final constituida por las facultativas. En algunos países se han construido sistemas en los cuales a las lagunas anaeróbicas se las ha provisto de sistemas de recirculación por bombeo, lo cual activa el proceso y permite disminuir el volumen de las lagunas anaeróbicas.

Según algunos autores, para desagües de la carne debe suponerse, en lagunas anaeróbicas una eficiencia, en remoción de D.B.O. de un 80 % y completado con lagunas facultativas se puede alcanzar un 94 % de remoción.

b) Para los segundos podemos decir que algunos desagües provenientes de industrias requieren siembra bacteriana o carecen de nutrientes (nitrógeno, fósforo, etc.), los que pueden ser provistos por el líquido cloacal en cuyo caso el tratamiento por mezcla de desagües puede ser una solución.

Los líquidos cloacales necesarios para las mezclas pueden obtenerse de los servicios sanitarios del establecimiento industrial y si fuera necesario, de la población conexas.

En estos casos, salvo que se cuente con experiencia en las condiciones locales, se considera necesario construir instalaciones experimentales previas, que resultan muy poco costosas.

Además de la condición de inocuidad para bacterias y algas es necesario que los líquidos no sean turbios o bien que sean capaces de clarificarse en las lagunas, para permitir la penetración de luz solar y la consiguiente acción fotosintética.

Pueden mencionarse, dentro de este caso, a los desagües provenientes de curtiembres, lavaderos de lana, textiles, etc.

Con respecto al caso C, para estabilizar barros provenientes de plantas de tratamiento convencionales de desagües industriales pueden emplearse si las condiciones locales lo admiten, lagunas anaeróbicas.

Las lagunas anaeróbicas son utilizadas con mayor frecuencia que las aeróbicas o facultativas en las industrias de conservas de alimentos, en las del papel, tejidos, azúcar y cueros.

En Brasil, gran número de lagunas anaeróbicas industriales, operadas con cierto cuidado y dimensionadas apropiadamente, han estado exentas de desprendimiento de olores ofensivos. Otras que han presentado este problema, han mantenido el olor en intensidad compatible con el bienestar de la vecindad por el agregado de nitrato de sodio (salitre).

Estos hechos, secundados por la gran economía en la construcción, han dado lugar a que haya cada vez mayor receptividad en las lagunas anaeróbicas para el tratamiento de desechos industriales.

En el caso D, como etapa de afinamiento de efluentes de plantas de tratamiento de desagües industriales, pueden utilizarse lagunas facultativas. Este puede ser el caso de desagües previamente tratados y por la naturaleza del cuerpo receptor deban ser sometidos a una depuración más intensa.

En general, puede decirse que las lagunas de estabilización son aplicables para el tratamiento de desagües industriales con las limitaciones enumeradas. Su mayor empleo puede esperarse en establecimientos industriales ubicados en zonas rurales o alejados de los centros urbanos, donde el costo de los terrenos y los problemas ambientales que puedan crearse no sean significativos.

3.1.9 Importancia de las lagunas desde el punto de vista sanitario y económico.

Se presenta con mucha frecuencia el problema de que en comunidades pequeñas no se cuenta con sistemas adecuados para la disposición de sus aguas residuales. Esta es la causa principal del bajo grado de saneamiento ambiental que existe en países latinoamericanos, y tiene su origen en un factor económico: las poblaciones de recursos limitados no pueden cubrir el costo de las plantas de tratamiento de aguas residuales de tipo convencional.

Estas circunstancias son las que han hecho que las autoridades sanitarias se hayan interesado en generalizar el uso de las lagunas de estabilización, las que por su bajo costo y fácil operación, permiten a las comunidades de escasos recursos hacer frente a este problema sanitario que cada día se hace más serio debido al explosivo aumento de la población.

El proceso que se lleva a cabo en las lagunas de estabilización ha existido siempre y ha constituido un método natural de estabilización de materia orgánica putrescible, siendo inexplicable que la ingeniería sanitaria se haya ocupado de él únicamente en los últimos 30 años.

Es probable que los ingenieros que idearon las primeras plantas de tratamiento de aguas residuales, se inspiraron en las plantas de potabilización de agua, lo que los hizo concebir estructuras complejas y seguir procesos unitarios definidos. El tratamiento se lograba a través de una clarificación del agua, es decir extrayendo de ella todas las materias, principalmente las suspendidas, con el propósito de mejorar su calidad.

Es justo reconocer que los creadores de esta técnica para la depuración de aguas residuales lograron su propósito desde el punto de vista del resultado obtenido en el tratamiento pues pudieron controlar el problema que tenían entre manos, únicamente que a un costo muy elevado que resultaba prohibitivo para las pequeñas comunidades, principalmente en los países subdesarrollados.

Las lagunas de estabilización constituyen una filosofía distinta en el tratamiento de líquidos residuales, pues los métodos convencionales logran el tratamiento mediante la remoción de la materia orgánica putrescible, es decir, una clarificación de los líquidos.

Las lagunas de estabilización, como ya se ha visto, lo que hacen es transformar la materia orgánica putrescible en materia orgánica viva y estable que continúa presente en el protoplasma de las algas que en ellas proliferan tal como sucede en las lagunas aeróbicas y facultativas.

Las lagunas de estabilización no tratan el agua residual si no que la 'estabilizan'. El efluente de una laguna de estabilización puede contener más materia orgánica que el líquido residual que entra en ella. Sin embargo, la gran diferencia consiste en que el líquido residual que entra contiene materia orgánica muerta que ejerce una alta demanda bioquímica de oxígeno, mientras que el efluente lleva materia orgánica viva, que por ser viva no tiene demanda bioquímica de oxígeno.

Otro hecho importante es que en las lagunas de estabilización, como ya se ha visto, también se efectúa una remoción muy alta de bacterias, comparable a la que sucede en las plantas de tratamiento.

En resumen, las lagunas de estabilización tienen una enorme importancia desde el punto de vista sanitario y económico, pues debido a su bajo costo de

construcción, operación y mantenimiento, permiten llegar a resolver el problema de disposición de aguas residuales en lugares donde no era posible hacerlo con plantas del tipo convencional.

Se estima que el costo de las lagunas de estabilización está entre un 10 % y un 20 % de las plantas convencionales equivalentes. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la calidad del efluente de plantas convencionales por lo general es superior al de las lagunas de estabilización debido a que en estas últimas no se lleva a cabo un proceso de clarificación tan eficiente como el que ocurre en las plantas de tratamiento clásicas.

La remoción de bacterias, que es uno de los aspectos que más debe preocupar al ingeniero sanitario, es equivalente en ambos sistemas, estando entre un 70 y un 99 %.

Desde 1964 a 1967 la ORGANIZACION MUNDIAL DE LA SALUD llevó a cabo una encuesta con el fin de conocer la difusión que había alcanzado el empleo de lagunas para el tratamiento de aguas residuales. Gracias a la ayuda de las Oficinas Regionales de la O.M.S., de los Ministerios de Sanidad y de los servicios de la Salud Pública, fue posible reunir una gran cantidad de datos relativos al proyecto y a la explotación de lagunas de estabilización.

Tanto en pequeñas aldeas que desde hace poco disfrutaban de los beneficios de una sistema de abastecimiento de agua, como en algunas grandes áreas metropolitanas, se ha llegado a la conclusión de que las lagunas de estabilización *son a la vez económicas y prácticas.*

Como era de esperar, las cargas orgánicas y volumétricas varían considerablemente. Algunas de las lagunas anaeróbicas de pre tratamiento, especialmente aquellas que tratan aguas industriales, reciben centenares e incluso miles de kilogramos de D.B.O. por hectárea y por día.

La eficacia reductora de la D.B.O. parece ser muy uniforme en todo el mundo para superficies y cargas comparables. No es raro obtener una reducción de la D.B.O. superior al 90 % en una laguna de estabilización de aguas residuales. Las

poblaciones servidas por las lagunas variaban desde menos de 1000 habitantes a varios cientos de miles.

Los criterios básicos con que se construyen las lagunas varían considerablemente. Mientras algunos países se interesan sobre todo por la reducción de la D.B.O., la eliminación de coliformes, de otros microorganismos y de los sólidos en suspensión, otros se contentan con reducir la D.B.O. solamente y en general especifican en sus proyectos la profundidad, la superficie y la carga orgánica. Ciertos países especifican también como criterios importantes del proyecto el color, oxígeno disuelto y determinados componentes de las aguas industriales.

Casi todas las plantas de las que se recibió información tenían la posibilidad de efectuar ciertos análisis de laboratorio o podían recurrir a autoridades centrales para obtener este servicio. Sin contar América del Norte, en 10 países había 38 plantas que llevaban registros de datos. De estas plantas, 94 % practicaban mediciones del pH, 79 % de la D.B.O., y 68 % del oxígeno disuelto. Solo en 19 plantas de 7 países se determinaba el N.M.P. (número más probable de organismos coliformes por 100 ml de muestra).

3.1.10 Conclusiones de la eficiencia de lagunas de estabilización

Con respecto a la remoción de bacterias en lagunas, se considera que, en sistemas correctamente diseñados y en condiciones comparables, la eficiencia es mayor en ellas que en los sistemas de tratamiento por lechos percoladores o barros activados. En cuanto a inactivación de virus, se ha evidenciado que también se puede esperar mayor eficiencia que en los tratamientos de líquido cloacal en plantas.

En lo que a remoción de la D.B.O. se refiere, podemos decir que si el sistema que se utiliza está combinado convenientemente el grado a alcanzar es elevado y puede llegar a ser superior al obtenido en las plantas convencionales.

Por último se puede agregar diciendo que la depuración de líquidos cloacales por el sistema de lagunas de estabilización es ideal para nuestro país, donde existe

tanto terreno disponible. Es barata su construcción y lo que es más conveniente aún, el mantenimiento y la explotación.

Resulta sumamente sencillo hacer funcionar un sistema de lagunas en forma excelente y no se requiere de personal sumamente especializado.

Además tiene la ventaja de que con una conveniente parquización y arbolado, se puede cambiar sustancialmente la fisonomía de un sector y esto se logra fácilmente combinando los espejos de agua con los árboles y arbustos.

3.2 Planteo de soluciones a los problemas descritos en la etapa anterior de inventario.

El presente proyecto consiste en un aumento en la capacidad de las lagunas de estabilización actuales para afrontar un incremento en el afluente en correspondencia con el aumento de la población.

El tipo de suelo utilizado como fondo de las lagunas de estabilización serán fundamentales en el proyecto, ya que oficiarán de elemento impermeabilizante, el cual en la medida de su mejor calidad protegerá de contaminación a las napas freáticas el cual es una de los principales problemas del uso de las mismas.

Se realizará un empalme en la cloaca máxima a la entrada de las actuales lagunas a través de una mejorada cámara de rejillas. Dicho empalme, alimentará a 2 (dos) nuevas lagunas de estabilización (de dimensiones conforme a proyecto), las cuales se ubicarán en terrenos aledaños, al sur de las lagunas existentes, cruzando las vías del Ferrocarril Urquiza.

En las alternativas 1 y 2 se analizarán dos materiales distintos para conformar el fondo de las nuevas lagunas

En la primera alternativa el fondo estará conformado por suelo seleccionado (el cual debe ser transportado desde una cantera cercana al lugar de la obra).

En la segunda alternativa el fondo será cubierto por una membrana de polietileno, la cual nos garantizara una muy alta impermeabilidad del fondo, luego esta membrana será protegida con una capa de 30cm de broza cemento, para el cual

también habrá que transportar suelo (broza) de alguna cantera cercana que posea este tipo de suelo.

3.3 Cálculo de la población futura de San Salvador.

A continuación se realizara el cálculo de la población futura de la Ciudad de San Salvador para el año 2030.

Los métodos empleados para el cálculo (descritos en la etapa anterior), son:

- 1) Proyección aritmética.
- 2) Proyección geométrica.
- 3) Tasa decreciente de crecimiento.
- 4) Logístico S.

Datos:

En la siguiente tabla, se anexan los valores de población del Departamento de San Salvador, publicados por el I.N.D.E.C. (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos), reducidos en un 20 %, ya que se determino que la Ciudad de San Salvador posee el 80 % de la población del departamento.

Ciudad San Salvador	
AÑO	POBLACION
* 1.820	791
* 1.980	6.025
* 1.991	11.027
a 2.001	12.895
a 2.010	13.886
2.030	??

* Datos no oficiales ya que San Salvador se creó oficialmente como Ciudad en 1995 con parte de los departamentos de Colon, Concordia y Villaguay.

a Datos oficiales reducidos en un 20 %.

1 - Proyección Aritmética:

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

La constante de crecimiento aritmético K_a se determina para 2 intervalos reales de tiempo: 1.991 a 2.001 (K_{a1}) y de 2.001 a 2.010 (K_{a2})

P1 =	11.027	t1 =	1.991	
P2 =	12.895	t2 =	2.001	Ka1 = 186,8

P1 =	12.895	t1 =	2.001	
P2 =	13.886	t2 =	2.010	Ka2 = 110,1

Se calcula el valor medio de K_a :

$K_a = 148$ hab. / año

Entonces la población de 2030 por proyección aritmética será:

$$P_{2030} = P_{2010} + K_a \times (2030 - 2010) \quad \mathbf{16.855 \text{ hab}}$$

2 - Proyección Geométrica

La determinación de la constante de crecimiento geométrico K_g entre: 2001 - 2010 es:

$$\ln P_{2030} = \ln P_2 + K_g \times (2030 - 2010) \quad K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$$

P1 =	12.895	ln P1 =	9,46	
P2 =	13.886	ln P2 =	9,54	Kg = $\frac{0,0082}{3}$
t1 =	2.001			
t2 =	2.010			
t =	2.030			

Entonces la población de 2030 por proyección geométrica será:

$$\ln P_{2030} = \ln 13886 + K_g \times (2030 - 2010)$$

$$\ln P_{2030} = 9,70$$

$$P_{2030} = \mathbf{16.369} \quad \text{Habit.}$$

3 - Tasa decreciente de crecimiento:

Supongamos una población de saturación S de 30.000 habitantes
Determino la tasa de decrecimiento de crecimiento Kd para 2001 (t1) y 2010 (t2):

$$P_{2030} = S - (S - P_2) \times e^{-k_g \times (t_2 - t_1)} \qquad K_g = \frac{\ln\left(\frac{S - P_2}{S - P_1}\right)}{t_2 - t_1}$$

DATOS

P1 =	12.895	<u>S - P2</u>	<u>16.114,00</u>		
P2 =	13.886	<u>S - P1</u>	<u>17.105,00</u>	=	0,9421
t1 =	2.001				
t2 =	2.010			Ln (0,9420) =	-0,0597
t =	2.030				
S =	30.000			Kg =	-0,0066
				- Kg x (t2 - t)	
				=	-0,1326
				e ^{-0,13275} =	0,8758
				(S - P2) x	
				0,8758 =	14.113 hab.

$$P_{2030} = S - (S - P_2) \times e^{-k_d \times (t_2 - t)}$$

$$P_{2030} = \mathbf{15.887} \quad \text{hab}$$

4 - Logístico o matemático

Determinación de la población de saturación S usando los siguientes datos:

DATOS

P0 =	11.027		t ₀ =	1.991
P1 =	12.895		t ₁ =	2.001
P2 =	13.886		t ₂ =	2.010

Ec. Básica:
$$P = \frac{S}{1 + m \times e^{b \times \Delta t}} \qquad S = \frac{2 \times P_0 \times P_1 \times P_2 - P_1^2 \times (P_0 + P_2)}{P_0 \times P_2 - P_1^2} 14.708$$

$$m = \frac{S - P_0}{P_0} = 0,3338 \qquad b = \frac{1}{n} \times \ln \left(\frac{P_0 \times (S - P_1)}{P_1 \times (S - P_0)} \right)$$

Para hallar la constante “b” utilizo el valor de “n” que es la diferencia de tiempo en años entre 1991 y 2030 (n = 39 años)

$$1 / n = 0,0256$$

$P_0 \times (S - P_1) =$	$\frac{19991951}{47466495}$	0,4212
$P_1 \times (S - P_0) =$		

$$\ln (0,4211) = -0,8647 \qquad b = -0,0222$$

P₂₀₃ = 12.113hab **MUY BAJO**

RESUMEN	
METODO	POBLACION
Proyección Aritmética:	16.855
Proyección Geométrica:	16.369
Tasa decrec. decrecim.	15.887
Logistica S	12.113
PROMEDIO	16.371

Hab
Hab
Hab
Hab
hab

NOTA: Para el promedio se descartó el valor del método de la curva Logistica S por dar un valor muy bajo.

La Ciudad de San Salvador tendrá en el año 2.030 una población de 16.371 habitantes.

3.4 Cálculo del caudal máximo de aguas residuales.

En la etapa anterior habíamos determinado:

- a) Cálculo de la dotación de consumo media anual

Para determinarla, se tuvieron en cuenta los distintos tipos de consumos, tanto los consumos residenciales como los NO residenciales (industriales).

Como ya hemos mencionado, sabemos que según el ENOHSa, la dotación de consumo media anual para consumos domiciliarios puede variar entre 250 y 300 L/hab.día. y se considerará para este proyecto el valor de 250 litros por habitante por día y para las conexiones industriales se consideró el 30% en la etapa anterior, pero para esta etapa se considerará el 50% ya que consideramos que en 20 años crecerá en mayor medida el consumo de aguas industriales con respecto a las residenciales, lo cual representa un consumo de 125 L/hab.día, dando una dotación de consumo media anual total de 375 L/hab.día.

$$Dotación = 375 \frac{\text{litros}}{\text{habitantes.día}}$$

Caudal medio anual (Q_{cn}) = Dotación consumo media anual x población en año n.

Para el año 2010 $n=0$ y Población = 13.886 habitantes (según INDEC) se tiene:

$$Q_{cn} = 325 \frac{L}{\text{hab. dia}} \times 13.886 \text{ hab} = 4.513 \frac{m^3}{\text{dia}}$$

Para el año 2030 $n = 20$ y Población = 16.371 habitantes (según estudio de población futura) se tiene:

$$Q_{cn} = 375 \frac{L}{\text{hab. dia}} \times 16.371 \text{ hab} = 6.140 \frac{m^3}{\text{dia}}$$

Este caudal representa el caudal medio en el año n .

Pero como ya se explico anteriormente dicho valor promedio de caudal se verá superado en la vida útil de la obra por caudales máximos horarios, para tener en cuenta esto se utilizan valores de coeficientes de caudal, en nuestro caso el coeficiente que utilizaremos será α_n , debido a que no existen datos confiables ininterrumpidos de consumos de agua potable, ni de descargas cloacales que permitan determinar los distintos coeficientes ($\alpha_1, \alpha_2, \beta_1$ y β_2)

A continuación la tabla 5 del ENOHSa:

Población servida	α_1	α_2	α_n	β_1	β_2	β
500 h <Ps ≤3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h <Ps ≤15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h <Ps	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Tabla 5. Coeficientes de caudal

En la TABLA 5 se puede apreciar que para una población mayor a 15.000 habitantes $\alpha_n = 1,95$

El valor de α_n representa el cociente entre el caudal máximo del día de mayor consumo (Q_{En}) y el caudal medio diario anual (Q_{cn}) calculado anteriormente.

$$\alpha_n = \frac{Q_{En}}{Q_{cn}} = 1,95$$

Entonces el caudal de diseño de agua potable será de:

$$Q = 6.140 \frac{m^3}{\text{dia}} \times 1,95 = 11.973 \frac{m^3}{\text{dia}}$$

A su vez, este caudal de diseño es de consumo de agua potable, y como el que nos interesa saber es el caudal de diseño de aguas residuales y según ENOHSa la relación entre ellos es entre 0,7 y 0,8 , adoptándose para este proyecto un valor de 0,7; por lo tanto, el caudal de diseño de aguas residuales será de:

$$Q = 11.973 \frac{m^3}{dia} \times 0,70 = 8.382 \frac{m^3}{dia}$$

El caudal de aguas residuales fue calculado con los siguientes datos:

Año: 2030 ; Población = 16.371 habitantes (según estudio de población) ; n = 20

Caudal de diseño de aguas residuales

$$Q = 8.382 \frac{m^3}{dia}$$

3.5 Determinación del volumen necesario para las nuevas lagunas

Las lagunas se proyectarán con una vida útil de 20 años contando desde el inicio de este proyecto.

A continuación se calcularán las dimensiones definitivas de las lagunas anaeróbicas y de las lagunas facultativas.

CÁLCULOS LAGUNAS ANAEROBICAS:

PARAMETROS DE DISEÑO

$P_0 = 13.886 \text{ hab}$ (Poblacion de diseño inicial, en el año 0) (2010)

$P_{20} = 16.371 \text{ hab}$ (Poblacion de diseño a 20 años) (2030)

$$d = \frac{Qc_0}{P_0} = \frac{8.382 \text{ m}^3/\text{dia}}{16.371 \text{ hab}} = 511,88 \frac{\text{Litros}}{\text{diaxhab}}$$

$$= 0,511 \frac{\text{m}^3}{\text{diaxhab}} \text{ (Aporte liquido medio a las colectoras)}$$

$$S_a = 240 \frac{\text{mg}}{\text{litro}} \text{ (Concentracion de DBO}_5\text{ total del liquido cloacal a tratar)}$$

$$T_{ai} = 12^\circ\text{C} \text{ (Temperatura media del aire en el mes más frío del año)}$$

$$T_0 = 12^\circ\text{C} \text{ (Temp. media del líquido afluyente en el mes más frío del año)}$$

$$N_m = 2 \text{ (N}^\circ\text{de módulos de unalagana aeróbica y una facultativa en serie)}$$

1. Caudal medio diario anual inicial (año 2010)

$$Q_{c0} = 13.886 \text{ hab} \times 0,511 \frac{\text{m}^3}{\text{diaxhab}} = 7.107,69 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

$$Q_{c0} = 82,26 \frac{\text{litros}}{\text{seg}}$$

2. Caudal medio diario anual a 20 años (año 2030)

$$Q_{c20} = 16.371 \text{ hab} \times 0,511 \frac{\text{m}^3}{\text{diaxhab}} = 8.382 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

$$Q_{c20} = 96,99 \frac{\text{litros}}{\text{seg}}$$

CARGA ORGÁNICA

Carga orgánica a tratar en el sistema

$$L_A = S_a \times Q_{c20} = 240 \frac{\text{mg}}{\text{litro}} \times 8.382 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} = 2011,68 \frac{\text{Kg DBO}_5}{\text{dia}}$$

Carga orgánica en cada módulo

$$L_a = \frac{L_A}{Nm} = \frac{2011,68 \text{ KgDBO}_5}{2} \frac{1}{\text{dia}} = 1.005,84 \frac{\text{KgDBO}_5}{\text{dia}}$$

Eficiencia en reducción de la DBO

Se utilizaran los siguientes criterios de diseño para las lagunas

- 1) Tiempo de permanencia
- 2) Carga Orgánica Volumétrica
- 3) Carga Orgánica Superficial

1) Tiempo de permanencia (1º criterio de diseño)

Calculo del tiempo de detención

$$t = \frac{V}{Q} = 4 \text{ a } 6 \text{ dias (Intervalo de aceptación)}$$

Para temperatura T del líquido entre 10° y 15°:

Eficiencia esperada en remoción DBO: 30 a 40 %

Tiempo de detención adoptado para T=12°C:

$$T = 4 \text{ dias}$$

Caudal de diseño de cada módulo

$$Qd = \frac{Q_{c20}}{2} = \frac{8.382 \frac{m^3}{\text{dia}}}{2} = 4.191 \frac{m^3}{\text{dia}}$$

Volumen líquido de cada laguna anaeróbica

$$V = t \times Q = 4191 \frac{m^3}{dia} \times 4 dia = 16.764 m^3$$

Profundidad líquida adoptada

$$H = 3,00 m$$

Área líquida

$$A = \frac{V}{H} = \frac{16.764 m^3}{3,00 m} = 5.588 m^2 = 0,559 Hectarea$$

2) Carga Orgánica Volumétrica (2º criterio de diseño)

Intervalo de aceptación: $0,04 < C_v < 0,08$

$$C_v = \frac{La}{V} = \frac{1.005,84 \frac{KgDBO_5}{dia}}{16.764 m^3} = 0,05 \frac{KgDBO_5}{dia \times m^3}$$

$0,04 < 0,05 < 0,08$ VALOR ACEPTABLE

3) Carga orgánica superficial (3º criterio de diseño)

Intervalo de aceptación $1000 < C_s < 2000$

$$C_s = \frac{La}{A} = \frac{1.005,84 \frac{KgDBO_5}{dia}}{0,559 Hectarea} = 1800 \frac{KgDBO_5}{dia \times Hectarea}$$

$1000 < 1800 < 2000$ VALOR ACEPTABLE

Concentración en DBO5 soluble del efluente

La Eficiencia esperada recomendada oscila entre 30 a 40 %

$E_f = 35\%$ (eficiencia esperada adoptada)

$$S = (1 - E_f) \times S_a = (1 - 0,35) \times 240 \frac{mg}{litro} = 156 \frac{mgDBO5}{litro}$$

TEMPERATURA EN LA LAGUNA ANAERÓBICA

$$T = T_W = \frac{T_o + \left(f \times \frac{t}{H}\right) \times T_{ai}}{1 + \left(f \times \frac{t}{H}\right)}$$

T = Temperatura media de la laguna en el mes más frío del año

T_{ai} = 12 ° C Temperatura media del aire en el mes más frío del año

T_o = 12 ° C Temperatura media del líquido afluente en el mes más frío del año

t = $\frac{V}{Q}$ = 4 días Permanencia hidráulica (en días)

H = 3 m Profundidad líquida de la laguna

$$Q = Q_{c20} = 8.382 \frac{m^3}{dia} \text{ Caudal medio diario anual a 20 años}$$

$$U = 20 \frac{Kcal}{H m^2 C} \text{ Coeficiente global de transferencia de calor del agua al aire}$$

$$D = 1000 \frac{Kg}{m^3} \text{ Densidad del agua}$$

$$C_e = 1 \frac{Kcal}{Kg C} \text{ Calor Específico del agua}$$

$$f = \frac{U}{(D \times C_e)} = \frac{20 \frac{Kcal}{H m^2 C}}{\left(1000 \frac{Kg}{m^3} \times 1 \frac{Kcal}{Kg C}\right)} = 0,020 \frac{m}{hora}$$

$$f = 0,48 \frac{m}{dia}$$

$$f = 0,50 \frac{m}{dia} \text{ (Valor Adoptado)}$$

$$T = TW = \frac{T_o + \left(f \times \frac{t}{H}\right) \times T_{ai}}{1 + \left(f \times \frac{t}{H}\right)} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

EFICIENCIA BACTERIOLÓGICA

N: concentración de coliformes fecales del efluente (salida) (en NMP/100 mL)

No: concentración de coliformes fecales del afluente (entrada) (en NMP/100 mL)

a: Coeficiente de cálculo del modelo.

$$\frac{N}{N_o} = \frac{4 a e^{1/(2di)}}{(1 + a)^2 e^{a/(2 di)} - (1 - a)^2 e^{-a/(2 di)}}$$

Siendo los parámetros de diseño usuales:

di = 0,5 Factor o número de dispersión o difusión hidráulica para lagunas de superficie rectangular de relación (largo-ancho) igual a dos (r = 2)

Kb20 = 1 1/día = Constante de mortalidad bacteriana para T°C. (Valor intermedio entre 0.841/día (CEPIS) y 1.49/día (Ecuador))

$\theta = 1,07$ Coeficiente de dependencia de la temperatura

t = permanencia hidráulica (4 días)

$$Kbt = Kb20 \times \theta^{(T-20)}$$

$$Kbt = 1 \times \theta^{(15-20)} = 1 \times 0,713 = 0,713$$

Coeficiente de cálculo del modelo:

$$a = (1 + 4 \times Kbt \times t \times di)^{1/2} = 2,589$$

$$e^{1/(2 di)} = 2,72$$

$$e^{a/(2 di)} = 13,32$$

$$e^{-a/(2 di)} = 0,075$$

$$N_o = 3,6 \times 10^7 \frac{NMP}{100 mL} \text{ VALOR ESTIMADO DEL AFLUENTE}$$

$$\frac{N}{N_o} = \frac{4 \times 2,59 \times 2,72}{(1+2,59)^2 \times e^{2,59} - (1-2,59)^2 \times 0,075} = \frac{28,18}{169}$$

$$\frac{N}{N_o} = 0,166$$

$$N = 5,76 \times 10^6 \frac{NMP}{100 mL} \text{ VALOR CALCULADO DEL EFLUENTE}$$

$$N = 5,76 \times 10^6 \frac{NMP}{100 mL} < 4 \times 10^7 \frac{NMP}{100 mL} \text{ BUENA REDUCC. BACTERIANA EN LAG. ANAEROBICAS (MARAIS) VERIFICA!!!}$$

DIMENSIONES LAGUNA ANAEROBICA

$$AREA = 5588 m^2$$

$$\text{Área líquida a } H/2 = 1.50 m$$

$$H = 3,00 m$$

$$\text{Tirante líquido de la laguna}$$

$$i = 2,00 m$$

$$\text{Pendiente del talud de los diques perimetrales}$$

$$H_o = 0,80 m$$

$$\text{Revancha entre el coronamiento y la superficie líquido}$$

$$r = \frac{L}{B} = 1,5 \text{ (Relación } \frac{\text{largo}}{\text{ancho}} \text{ de la laguna para } \frac{H}{2} = 1.5 m)$$

$$\frac{H}{2} = 1,50$$

En Resumen las dimensiones de la laguna anaeróbica son:

Ancho B (m)	Longitud L (m)	
60,00	95,00	Medio
51,00	86,00	Fondo
69,00	104,00	Superficie
73,80	108,80	Coronamiento

ACUMULACIÓN DE LODO SEDIMENTADO

$$VL = 0,04 \frac{m^3}{año/hab} = \text{Tasa de acumulación anual de lodo}$$

$$Vc = \frac{V}{2} = \frac{16.764}{2} = 8382 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen de la laguna colmatada para ser retirado (50\% del volumen líquido)}$$

$$P = \frac{16.371}{2} = 8186 \text{ hab} \quad \text{Población de diseño de cada laguna}$$

$$TL = \frac{Vc}{PVL} = \frac{8382 \text{ m}^3}{8186 \times 0,04} = 26 \text{ años} \quad \text{Frecuencia de remoción del lodo depositado}$$

Laguna de estabilización Facultativa

DIMENSIONAMIENTO

$$Q_{c20} = 4191 \frac{m^3}{dia} = \text{Caudal de diseño de cada laguna}$$

$$t = \frac{V}{Q} = 13 \text{ dias} = \text{Permanencia hidráulica teórica (valor adoptado)}$$

$$V = Q_{c20} \times t = 54.483 \text{ m}^3 = \text{volumen de las lagunas}$$

$$S = \frac{V}{h} = \frac{54.483 \text{ m}^3}{2 \text{ m}} = 27.242 \text{ m}^2$$

DIMENSIONES ADOPTADAS

$$I=0,33 \text{ m/m} = \text{Inclinación de los muros perimetrales (1 : 3)}$$

$$h = 2 \text{ m} = \text{Tirante líquido de la laguna}$$

$$X = \frac{L}{B} = 2 = \text{Relación } \frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}}$$

$$Bs = 120 \text{ m} = \text{Ancho de la superficie líquida}$$

$$Ls = 240 \text{ m} = \text{Longitud de la superficie líquida}$$

Ancho	Longitud	
B	L	
(m)	(m)	
120,00	240,00	Medio
114,00	234,00	Fondo
126,00	246,00	Superficie
130,80	250,80	Coronamiento

$A_s = 28.800 \text{ m}^2 = \text{Área Líquida}$

$A_f = 26.676 \text{ m}^2 = \text{Superficie del fondo}$

$V = \frac{H}{3} x [A_s + A_f + (A_s + A_f)^{1/2}] = 54.759,86 \text{ m}^3 = \text{Volumen semejante al teórico}$

$V = Q_{c20} x t = 54.483 \text{ m}^3 = \text{volumen de las lagunas}$

$H_o = 0,80 = \text{Revancha entre el coronamiento y la superficie líquida}$

$B_c = B_s + \frac{(2H_o)}{i} = 130,80 \text{ m} = \text{Ancho del coronamiento}$

$L_c = L_s + \frac{(2H_o)}{i} = 250,80 \text{ m} = \text{Longitud del coronamiento}$

EFICIENCIA DE REDUCCION ORGANICA (DBO 5)

Modelo de Flujo Disperso (THIRUMURTHY - Saenz Forero, CEPIS)

$$S = \frac{S_a \text{ SCF } 4a e^{(1-a)/(2di)}}{(1+a)^2}$$

$S_a = 156 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = \text{Concentración de DBO5 afluente} = \text{efluente Laguna Anaeróbica}$

$$SCF = 1 \frac{mg}{L}$$

SCF = Factor de características de sedimentación (1 para decantación previa)

Coeficiente de cálculo del modelo:

$$KT = K_{20} \times \theta^{(T-20)}$$

KT = Constante de degradación orgánica sugerida por Mara (Brasil)

$$K_{20} = 0,3$$

$$\theta = 1,05$$

$T = 15^{\circ}\text{C}$ = Temperatura media de la laguna en el mes más frío del año

$$KT = 0,235$$

$$R = \frac{2}{3}t = \frac{2}{3}(13 \text{ dias}) = 8,66 \text{ dias}$$

= Residencia hidráulica real, estimada como 2/3 de la residencia teórica

$$di = \frac{X}{(0,26118 + 0,25392X + 1,01368X^2)}$$

= Coeficiente de dispersión – Yañez (CEPIS)

$$di = 0,46$$

$$a = 2,18$$

$$S = \frac{Sa \ SCF \ 4a \ e^{(1-a)/(2di)}}{(1+a)^2}$$

$S = 37,43 \text{ mg/L}$ = Concentración de DBO_5 soluble del efluente (a la salida)

$$E_f = \text{facultativa} = \frac{100 \times (S_a - S)}{(S_a)} = \frac{100 \times (156 - 37,43)}{(156)}$$

= 76,01% Eficiencia en reducción orgánica de la laguna facultativa

$$f_{\text{sistema}} = \frac{100 \times (S_a - S)}{(S_a)} = \frac{100 \times (240 - 37,43)}{(240)} = 84,41\%$$

= Eficiencia en reducción orgánica de la laguna facultativa Efic. en reducción

MODELOS DEL CEPIS BASADO EN INVESTIGACIONES DEL TEMA:

$$R = \frac{2}{3}t = \frac{2}{3}(13 \text{ dias}) = 8,66 \text{ dias}$$

= Permanencia hidráulica real (corto circuitos y zonas muertas)

– Residencia hidráulica real, estimada como $\frac{2}{3}$ de la residencia teórica

K_{20} = Constante de degradación de la DBO para 15°C

A= -5,277 Constantes en Lagunas Primarias

B= 2,318 Constantes en Lagunas Primarias

$$K_{20} = \frac{R}{A+BR} = \frac{8,66}{-5,28 + 2,32 \times 8,66} = 0,58$$

$$\theta = 1,07$$

$$KT = K_{20} \times \theta^{(T-20)} = 0,58 \times (1,07)^{(15-20)} = 0,417$$

KT= Constante de degradación de la DBO para 15 °C

$$\frac{C_{sr}}{C_{sa}} = \frac{KT \times R}{(1+KT \times R)} = 0,78 = \text{Relación entre la carga orgánica superficial reducida (Csr)}$$

y la del afluente (Csa)

$E_{facultativa} = \frac{100 \times C_{sr}}{(C_{sa})} = 78\% =$ Eficiencia en reducción orgánica en la laguna facultativa

$S = (1 - E_f) \times S_o = 33,80 \frac{DBO}{L} =$ Concentración de DBO₅ soluble efluente de la laguna facultativa

$$E_{sistema} = \frac{100 \times S_a}{(S_a)} = \frac{100 \times (240 - 33.80)}{240} = 86\%$$

= Eficiencia en reducción orgánica del sistema de lagunas

MODELO DE EQUILIBRIO CONTINUO BASADO EN CINEMATICA DE PRIMER ORDEN

$K_{20} = 1,2 = \frac{1}{\text{dia}}$ Constante de degradacion de la DBO para 20°C

$\theta = 1,085 =$ Coeficiente de dependencia de la temperatura

$T = 15^\circ\text{C} =$ Temperatura media del líquido en el mes más frío

$K_T = K_{20} \times \theta^{(T-20)} = 0,235 \frac{1}{\text{dia}}$ Constante de degradacion de la DBO para 20°C

$t = 15 \text{ días} =$ Retención Hidráulica teórica

$S = \frac{S_a}{(1 + K_t \times t)} = 38,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$ Concentración de la DBO efluente, según Marais y Shaw

$E_{facultativa} = \frac{100 \times (S_a - S)}{(S_a)} = 75\% =$ Eficiencia en reducción orgánica en la laguna facultativa

$E_{\text{sistema}} = \frac{100 \times (S_a - S)}{S_a} = 83,96\%$ = Eficiencia en reducción orgánica del sistema de lagunas

MODELO BASADO EN EL TIEMPO DE REACCIÓN Y SU DEPENDENCIA DE LA TEMPERATURA GLOYNA (EF = 90% - EF PROM = 80%)

$V = 0,035 Q \times S_a \times \theta^{(35-T)}$ = Modelo de Gloyna y Hermann

$Q_{c20} = 3587,50 \frac{m^3}{\text{dia}}$ = Caudal de diseño de cada laguna

$V = 0,035 Q \times S_a \times \theta^{(35-T)} = 116.177,68 m^3$ Volumen líquido de cada laguna

$A = V/H = 5,81\text{Ha}$ Área superficial

$H = 2 m$ Tirante líquido de la laguna

$C_{sa} = 285,7H \times 2 m \times 1,085^{(T-35)} = 111,50 \frac{KgDBO}{dHa}$

Carga superficial hidraulica maxima para $T = 15^\circ$ y $H = 2m$

$La = S \times Q_{c20} = 647,70 \frac{Kg}{\text{dia}}$ *Carga organica efluente*

$S = \frac{La}{Q_{c20}} = 154,58 \frac{mg}{L}$ *Carga organica efluente*

A continuación se presenta una tabla comparativa de la evaluación de resultados de los distintos modelos aplicados:

MODELO	EFICIENCIA (%)		C MÁX (mg/L DBO)	VOL. (m ³)	ÁREA (m ²)
	FACULT.	SIST.			
<u>FLUJO DISPERSO</u> (THIRUMURTHY)	76,01	84,41	37,43	54.760	27380
CEPIS	78	86	33,8	54.760	27380
CINEMATICA DE PRIMER ORDEN	75,32	83,96	35,5	54.760	27380
HERMANN Y GLOYNA	90			102.491	51245

a.- EFICIENCIA EN REDUCCIÓN DBO SOLUBLE DEL SISTEMA OSCILA ENTRE 85 Y 90%

b.- CUMPLE EXIGENCIAS CURSO RECEPTOR: (CONCENTRACION MÁXIMA 35 mg/L DBO SOLUBLE)

c.- MODELO DE GLOYNA Y HERMANN: MUY CONSERVADOR CONSIDERANDO V Y C_{sa}

d.- DESTINO EFLUENTE FINAL: CURSO SUPERFICIAL CON CAUDAL SUFICIENTE PARA ACEPTAR ALGAS. NO ACONSEJABLE CURSOS SECOS EN LA MAYOR PARTE DEL AÑO..

En resumen las dimensiones adoptadas luego del cálculo son:

Lagunas Anaeróbicas:

Ancho B (m)	Longitud L (m)	
60,00	95,00	Medio
51,00	86,00	Fondo
69,00	104,00	Superficie
73,80	108,80	Coronamiento

Lagunas Facultativas:

Ancho B (m)	Longitud L (m)	
120,00	240,00	Medio
114,00	234,00	Fondo
126,00	246,00	Superficie
130,80	250,80	Coronamiento

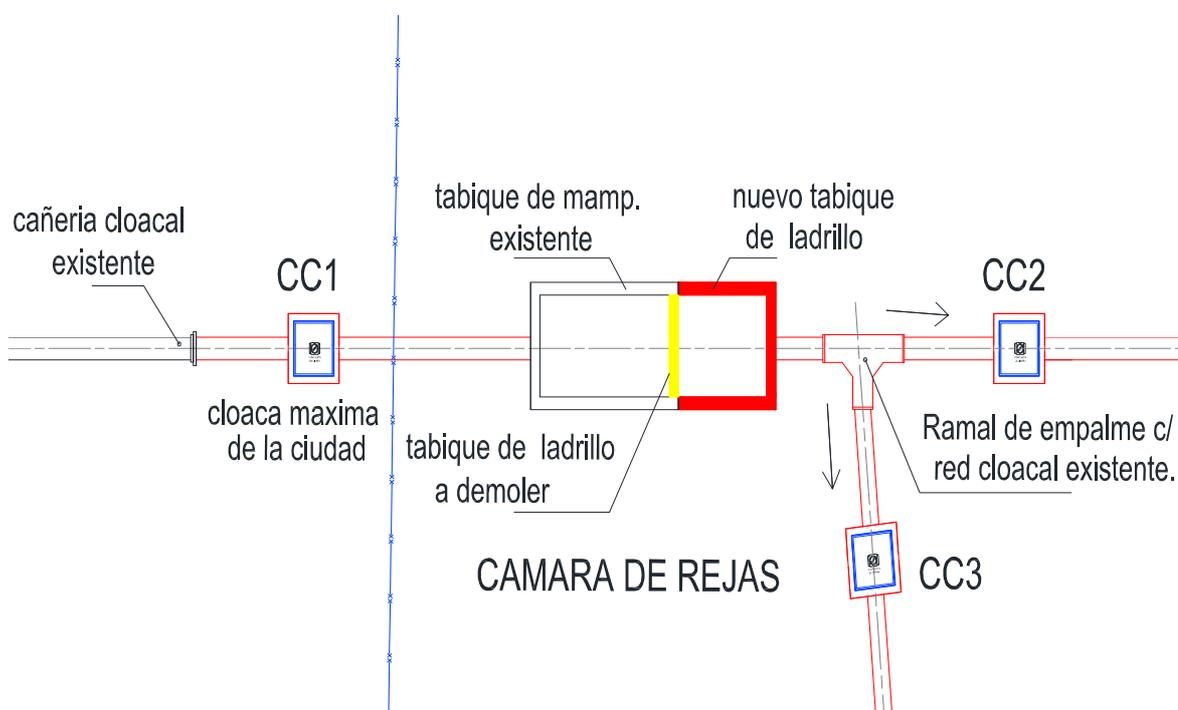
3.6 Memoria Descriptiva.

3.6.1 Aspectos Técnicos Comunes a ambas alternativas.

3.6.1.1 Nueva conexión a la cloaca máxima.

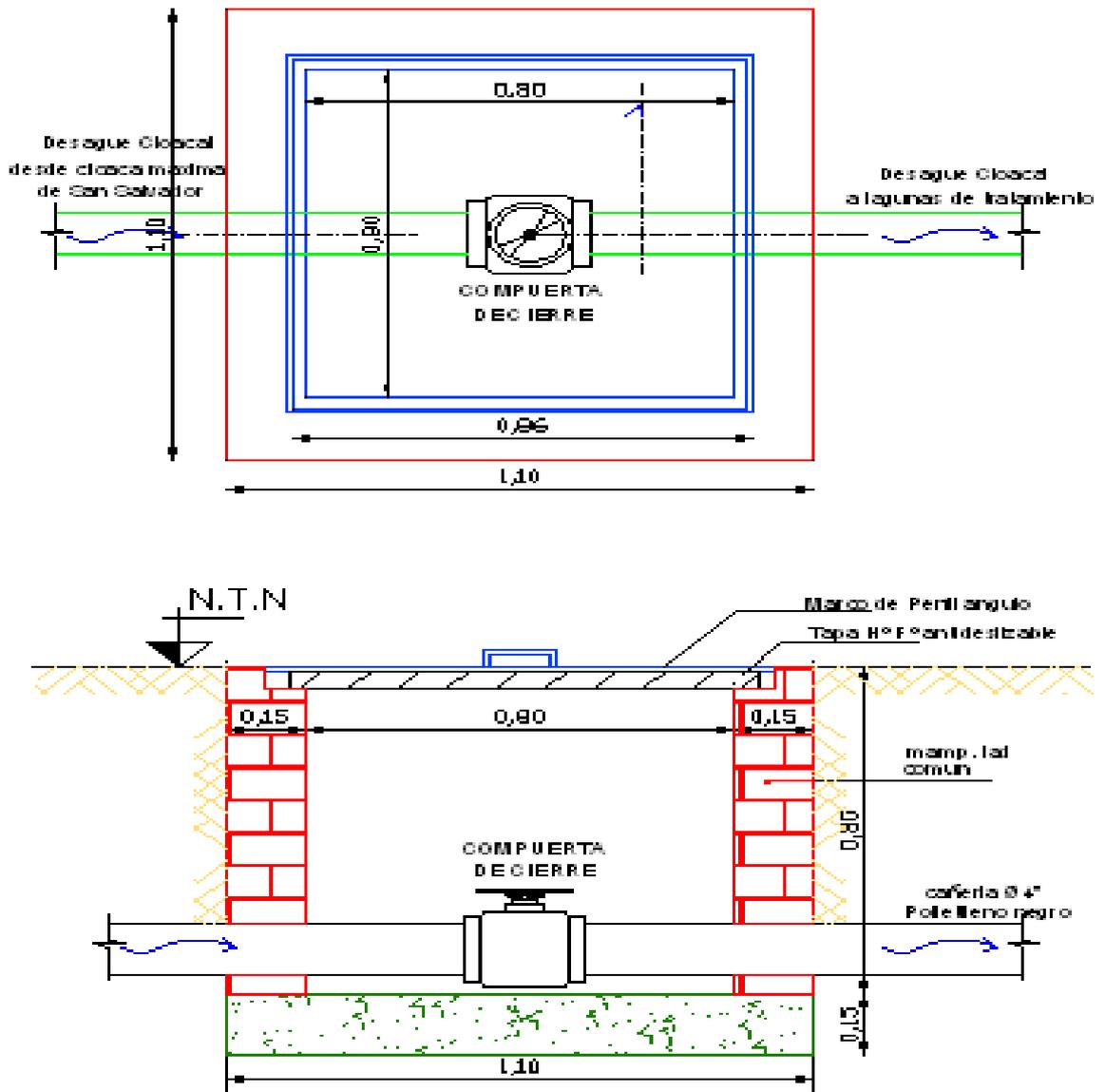
Actualmente la cloaca máxima de San salvador llega a las puertas del predio de las lagunas en una cañería de Fibrocemento de 400 mm de diámetro (según indican los planos municipales). La conexión se hará a través de una cámara (C1) de mampostería de ladrillo común, Hº de asiento (construcción tradicional), en la cual se alojara una válvula esclusa, utilizando los accesorios correspondientes para la unión (manguito roscado, reducción, etc.)

Para el empalme a la cloaca máxima se utilizaran piezas de PVC de diámetro 350 mm.



Para permitir la limpieza de las lagunas de estabilización, se construirán dos cámaras de mampostería (C2 y C3) de 1,10 x 1,10 con una

profundidad de 0,80 m cada una con su correspondiente válvula esclusa de diámetro 350 mm.



3.6.1.2 Ampliación de Cámara de Rejas existente

Actualmente la cámara de rejas, se encuentra con señales de una limpieza y mantenimiento que no es el deseable para un elemento que actúa de reten (Riñón) de los elementos sólidos que no deben intervenir en el proceso de estabilización de las lagunas.

Se propone ampliar la cámara de rejas existente a los fines de posibilitar su limpieza periódica.

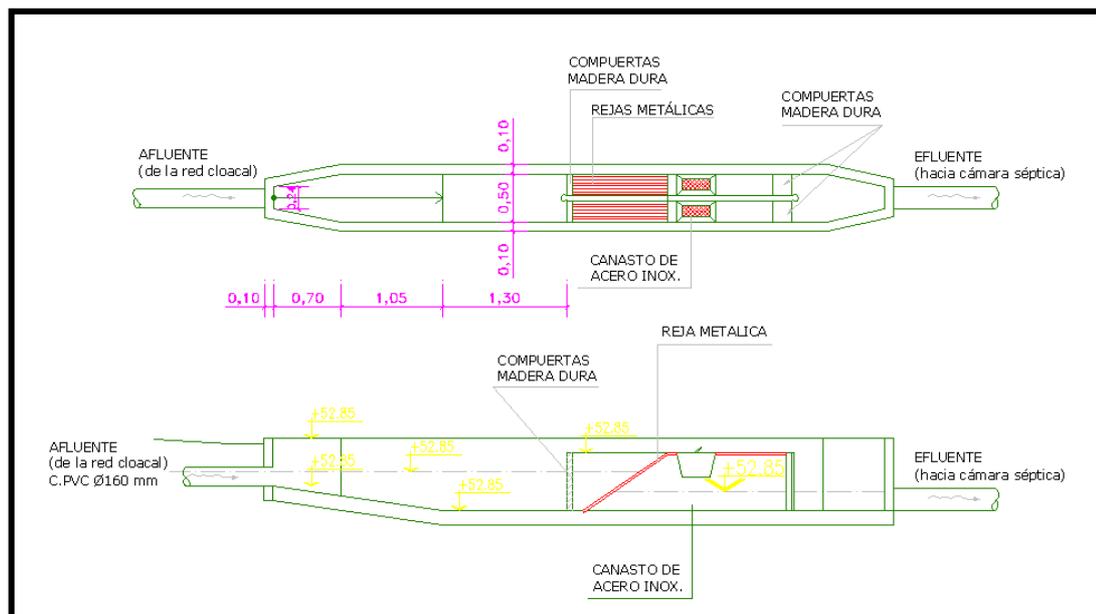


Cámara de Rejas Actual



Interior de cámara de rejas existente

Se ampliará la cámara de rejas existente – ver plano correspondiente -



Cámara de Rejas ampliada

3.6.1.3 Cañería de conducción

Cañería de Conducción caño de PVC Ø350mm, Junta Elástica (tubo clase 6 – calidad marca tigre o similar). Esta cañería tendrá una pendiente de 3 por mil. Longitud total = 337m

3.6.1.4 Estructuras de conexión

Se construirán las siguientes estructuras de conexión:

- Estructura de entrada a la nueva laguna anaeróbica. (Ver plano N°9)
- Estructuras de interconexión entre lagunas nuevas (anaeróbica y facultativa). (Ver plano N°9)
- Estructuras de salida al medio difusor (A°Casafus). (Ver plano N°9)

3.6.1.5 Losa de protección de fondo

Se realizarán para evitar la socavación del fondo en la entrada a la laguna primaria, sus dimensiones serán de 4m x 2m x 0,15m de espesor. El hormigón empleado será H 21.

3.6.1.6 Zanja para cañería de conducción

Esta tendrá una longitud de 337 m de largo, 0,80m de ancho y la tapada mínima será de 1,20 m , se realizara una cama de arena de apoyo, se colocara una malla de advertencia.(Ver plano N° 6) .

3.6.1.7 Volumen de suelo a retirar

Volumen de suelo a retirar para materializar las lagunas:

- Laguna anaeróbica: $206,41\text{m}^2 \times 60\text{m} = 12.385 \text{ m}^3$
- Laguna facultativa: $460 \text{ m}^2 \times 120\text{m} = 55.200 \text{ m}^3$
- TOTAL: = 67.585 m³

Las secciones $206,41\text{m}^2$ se obtiene del perfil transversal de la laguna anaeróbica y la sección 460 m^2 se obtiene del perfil transversal de la laguna facultativa. (Ver plano N° 3)

3.6.1.8 Transporte del suelo extraído

Este volumen de suelo extraído de las lagunas será transportado y depositado como relleno a un sitio cercano (<500m).

Para el mismo se tuvo en cuenta un esponjamiento del suelo de 1,3.

3.6.1.9 Construcción de terraplenes

Se realizará con suelo seleccionado. La secciones trapezoidales de los terraplenes es de $9,68 \text{ m}^2$ en una longitud promedio de 306 m y $19,06 \text{ m}^2$ en una longitud promedio de 650 m y por último $1,56 \text{ m}^2$, en una longitud promedio de 119 m, los taludes tendrán una pendiente de 1: 3 tanto para el talud interno como para el talud externo.

- $9,68\text{m}^2 \times 306\text{m} = 2.962,08 \text{ m}^3$
- $19,06 \text{ m}^2 \times 650\text{m} = 12.389 \text{ m}^3$
- $1,56 \text{ m}^2 \times 119\text{m} = 185,64 \text{ m}^3$
- TOTAL: = 15.537 m³

3.6.1.10 Conformación de coronamiento de ripio

La conformación de coronamiento para la circulación vehicular se realizara con ripio y consta de un paquete de 3 m de ancho por 0,10 m de espesor y un largo total de 1.075m.

3.6.1.11 Construcción de cerco perimetral

La construcción del cerco perimetral de protección al predio se realizara con columnas de hormigón prefabricadas de 0,10 x 0,10 y alambre romboidal de 1,80m de alto siendo la longitud total de L = 930m. (Ver plano N° 7 y 8). También se colocara en el ingreso al predio un nuevo portón metálico de acceso. (Ver plano N° 7).

3.6.1.12 Parquizacion

Se colocará una cortina de arboles separados cada 2m.en la zona circundante a las lagunas, a los fines de evitar la proliferación de Insectos y de que avancen olores fétidos hacia la ciudad. También se eliminarán las malezas existentes en el predio.

3.6.1.13 Cruce de cañería de conducción a través de terraplén del ferrocarril

Se realizara un cruce a través del terraplén del ferrocarril Urquiza, se utilizará un caño camisa de 18 pulgadas de diámetro, denominado comercialmente caño tipo petrolero, en una longitud total de 12 metros.

3.7. Alternativas de prefactibilidad

3.7.1 Alternativa N° 1

3.7.1.1 Recubrimiento de fondo y taludes internos de lagunas con suelo seleccionado

Para esta alternativa, el fondo de las lagunas proyectadas y los taludes internos serán recubiertos con suelo seleccionado de baja permeabilidad dentro de los tipos ofrecidos en el mercado.

Volumen taludes internos de laguna anaeróbica: $293\text{m} \times 8,30\text{m} \times 0,30\text{m} = 730 \text{ m}^3$

Volumen taludes internos de laguna facultativa: $705\text{m} \times 8,30\text{m} \times 0,3\text{m} = 1.756 \text{ m}^3$

Volumen de fondo de laguna anaeróbica: $4.357 \text{ m}^2 \times 0,30 \text{ m} = 1.307 \text{ m}^3$

Volumen de fondo de laguna facultativa: $26.645 \text{ m}^2 \times 0,30 \text{ m} = 7.993 \text{ m}^3$

- TOTAL: = 11.786 m³

3.7.2 Alternativa N° 2

3.7.2.1 Recubrimiento de fondo y taludes internos de lagunas con broza cemento

En esta segunda alternativa, en contraste con la primera, se utilizara como revestimiento del fondo de las lagunas y taludes internos, un suelo de mayor calidad, para garantizar la impermeabilidad del fondo, utilizando para esto suelo cemento al 3% en un espesor de 20 cm.

3.7.2.2 Recubrimiento de fondo de lagunas con geomenbrana

Dicha capa de suelo cemento se apoyara en una geomembrana de polipropileno de alta densidad, para garantizar una mayor impermeabilidad al fondo de las lagunas.

- TOTAL: = 31.002 m²

3.7.2.3 Recubrimiento de taludes externos de lagunas con suelo vegetal

También en esta segunda alternativa se propone un recubrimiento de los taludes exteriores con suelo vegetal llamado suelo pasto, extraído del lugar, el cual disminuirá la posible erosión de los taludes frente a las lluvias. Dicho recubrimiento tendrá un espesor de 0,10 m.

- TOTAL: = 350 m³

3.8. Presupuesto de las alternativas

A continuación se anexan los presupuestos de ambas alternativas:

Pesso, Horacio – Silva Ignacio
08521025 – 08521161

3.8.1 PRESUPUESTO ALTERNATIVA Nº 1

ITEM	DENOMINACION	U.	CANT.	PRECIO			%
				PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
1.1	Movilización, obrador y desmovilización	GL	1,00	\$ 11.004,00	\$ 11.004,00	\$ 11.004,00	0,42%
2.1	Empalme Cloaca Máxima	U	1,00	\$ 1.300,00	\$ 1.300,00	\$ 1.300,00	0,05%
3.1	Cámara de válvulas esclusas	U	3,00	\$ 3.000,00	\$ 9.000,00	\$ 9.000,00	0,34%
4.1	ampliación de cámara de Rejas existentes	U	1,00	\$ 7.000,00	\$ 7.000,00	\$ 7.000,00	0,27%
5.1	Cañería de conducción Ø 350 mm, e=7mm, PVC clase 6	ml	337,00	\$ 110,60	\$ 37.272,20	\$ 37.272,20	1,42%
6.1	Estructura de entrada a la nueva laguna anaeróbica	U	4,00	\$ 2.000,00	\$ 8.000,00	\$ 35.000,00	1,33%
6.2	Estructuras de interconexión entre lagunas nuevas	U	3,00	\$ 4.500,00	\$ 13.500,00		
6.3	Estructura de salida al medio difusor	U	3,00	\$ 4.500,00	\$ 13.500,00		
7.1	Hormigón H21 para losa	m3	4,80	\$ 2.100,00	\$ 10.080,00	\$ 10.080,00	0,38%
8.1	Zanja cañería de conducción Sección típica conducción de fluidos	m3	323,52	\$ 68,00	\$ 21.999,36	\$ 1.157.427,36	43,96%
8.2	Volumen de suelo a retirar.	m3	67585	\$ 9,00	\$ 608.265,00		
8.3	Transporte del Suelo extraído de las lagunas.	m3	87861	\$ 6,00	\$ 527.163,00		
9.1	Construcción terraplenes con suelo seleccionado	m3	15536,72	\$ 26,00	\$ 403.954,72	\$ 403.954,72	15,34%
10.1	Ripio para coronamiento	m3	322,50	\$ 95,00	\$ 30.637,50	\$ 30.637,50	1,16%
11.1	Suelo seleccionado depositado, distribuido y compactado	m3	11785,62	\$ 55,00	\$ 648.209,10	\$ 648.209,10	24,62%
12.1	Cerco perimetral de columnas prefabricadas y alambrado romboidal	ml	930,00	\$ 200,00	\$ 186.000,00	\$ 189.000,00	7,18%
12.2	Portón metálico de acceso	U	1,00	\$ 3.000,00	\$ 3.000,00		
13.1	Eliminación maleza existente	Cl.	1	\$ 4.000,00	\$ 4.000,00	\$ 13.000,00	0,49%
13.2	Cortina de arboles (como barrera de olores)	ml	180	\$ 50,00	\$ 9.000,00		
14.1	Cruce de cañería de conducción a través del terraplén del ferrocarril.	Gl	1	\$ 80.000,00	\$ 80.000,00	\$ 80.000,00	3,04%
COSTO TOTAL DE MATERIALES + MANO DE OBRA						\$ 2.632.884,88	100,00%

Pesso, Horacio – Silva Ignacio
08521025 – 08521161

3.8.2 PRESUPUESTO ALTERNATIVA Nº 2

ITEM	DENOMINACION	U.	CANT.	PRECIO			%
				PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
1.1	Movilización, obrador y desmovilización	GL	1,00	\$ 11.004,00	\$ 11.004,00	\$ 11.004,00	0,19%
2.1	Nuevo empalme Cloaca Máxima	U	1,00	\$ 1.300,00	\$ 1.300,00	\$ 1.300,00	0,02%
3.1	Cámara de válvulas esclusas	U	3,00	\$ 3.000,00	\$ 9.000,00	\$ 9.000,00	0,15%
4.1	Ampliación cámara de rejas existente,	U	1,00	\$ 7.000,00	\$ 7.000,00	\$ 7.000,00	0,12%
5.1	Cañería de conducción Ø 350 mm, e=7mm, PVC clase 6	ml	337,00	\$ 110,60	\$ 37.272,20	\$ 37.272,20	0,63%
6.1	Estructura de entrada	U	4,00	\$ 2.000,00	\$ 8.000,00	\$ 35.000,00	0,59%
6.2	Estructura de interconexión entre lagunas	U	3,00	\$ 4.500,00	\$ 13.500,00		
6.3	Estructura de salida	U	3,00	\$ 4.500,00	\$ 13.500,00		
7.1	Hormigón H21 para losa	m3	4,80	\$ 2.100,00	\$ 10.080,00	\$ 10.080,00	0,17%
8.1	Zanja cañería de conducción Sección típica conducción de fluidos	m3	323,52	\$ 68,00	\$ 21.999,36	\$ 1.157.427,36	19,47%
8.2	Extracción de suelo para conformar las lagunas.	m3	67585,00	\$ 9,00	\$ 608.265,00		
8.3	Transporte del Suelo extraído de las lagunas.	m3	87860,50	\$ 6,00	\$ 527.163,00		
9.1	Construcción terraplén con suelo seleccionado	m3	15536,72	\$ 26,00	\$ 403.954,72	\$ 403.954,72	6,80%
10.1	Ripio para coronamiento	m3	322,50	\$ 95,00	\$ 30.637,50	\$ 30.637,50	0,52%
11.1	Broza cemento al 3% depositado, distribuido y compactado	m3	11785,62	\$ 246,00	\$ 2.899.262,52	\$ 2.899.262,52	48,78%
11.2	Recubrimiento de fondo de lagunas existentes con geomembrana de PEHD	m2	31002,00	\$ 34,00	\$ 1.054.068,00	\$ 1.054.068,00	17,74%
12.1	Cerco perimetral de columnas prefabricadas y alambrado romboidal	ml	930,00	\$ 200,00	\$ 186.000,00	\$ 189.000,00	3,18%
12.3	Portón de acceso	U	1,00	\$ 3.000,00	\$ 3.000,00		
13.1	Eliminación maleza existente	Gl.	1	\$ 4.000,00	\$ 4.000,00	\$ 13.000,00	0,22%
13.2	Cortina de arboles (como barrera de olores)	ml	180	\$ 50,00	\$ 9.000,00		
14.1	Cruce de cañería de conducción a través del terraplén del ferrocarril.	Gl	1	\$ 80.000,00	\$ 80.000,00	\$ 80.000,00	1,35%
15,1	Recubrimiento de suelo vegetal espesor 0,10 m	m3	347	\$ 15,00	\$ 5.199,30	\$ 5.199,30	0,09%
COSTO TOTAL DE MATERIALES + MANO DE OBRA						\$ 5.943.205,60	100,00%

3.9 Evaluación de alternativas.

Las diferencias entre las alternativas 1 y 2 es que, para la primera, se utilizará para el fondo un material denominado suelo seleccionado compactado y para la segunda se utilizará para el fondo geomembrana de polipropileno y broza cemento, dicho material nos garantizará la impermeabilidad del suelo del fondo de las lagunas, impidiendo de este modo la contaminación de la napa freática.

Otra diferencia es que la segunda alternativa posee un recubrimiento de suelo vegetal en los taludes externos, garantizando esto una mayor estabilidad de los taludes.

Para la evaluación de las alternativas propuestas se considerarán aspectos técnicos, funcionales, económicos y ambientales, los cuales se detallan a continuación.

3.9.1 Aspectos técnicos – funcionales.

En lo que respecta a aspectos funcionales, se puede decir que en la segunda alternativa al poseer un recubrimiento de suelo vegetal en los taludes, se necesitará un menor mantenimiento y una disminución de la erosión de los taludes internos y externos.

3.9.2 Aspectos económicos.

El cuadro siguiente sintetiza los costos de ejecución correspondientes a cada alternativa.

Evaluación económica de las alternativas	
Alternativas	Costo
1	\$ 2.632.884,88
2	\$ 5.943.205,60

En el cuadro anterior se observa que la alternativa 2 es un 118 % más costosa que la alternativa 1, esto es debido a que en la segunda alternativa se garantiza una alta impermeabilidad del fondo utilizando geomembrana y además un suelo de mucha mejor calidad.

3.9.2.1 Métodos de Evaluación de Proyectos.

Existen dos diferentes metodologías para el análisis económico de proyectos:

- 1) Métodos simples o contables: que no se basan en la corriente de fondos descontados y consiguientemente al ignorar la magnitud y oportunidad de los flujos de fondo, no toman en cuenta el valor cronológico del dinero, ni tampoco el criterio de lo percibido.
- 2) Métodos basados en Valores Actuales: están basados en la corriente de fondos descontados y en consecuencia toman en cuenta el criterio del valor cronológico del dinero. Estos son los únicos métodos para evaluar proyectos de inversión.

El Valor Actual Neto (VAN)

Este es uno de los métodos fundamentales para la evaluación de los proyectos de inversión, está basado en los descuentos de los flujos de fondos de los proyecto de estudio, además respeta el valor cronológico del dinero a lo largo del plazo o vida útil del proyecto.

En su desarrollo el método realiza la suma algebraica de todos los flujos de fondos del proyecto actualizados por los factores de actualización correspondientes a la tasa de corte elegido por la empresa o el futuro inversionista.

$$VAN = \sum (1+i)^{-n}$$

Criterio de Aceptación:

- a) Si el valor es $VAN > 0$ (positivo) significa que la corriente actualizada de ingresos es mayor a la de egresos, o sea que el proyecto brindara ganancias, por lo tanto, es aceptable.
- b) Si el valor del $VAN < 0$ (negativo) significa que la corriente actualizada de los ingresos es menor a la de egresos, o sea que el proyecto dará pérdidas, por lo tanto, se lo desecha.
- c) Si el valor del $VAN = 0$ significa que el valor actualizado de los ingresos es igual al de los egresos, o sea que el proyecto brindará la ganancia exactamente proyectada, por lo tanto, es aceptable. Este es un proyecto demasiado justo, por lo tanto, no puede existir ningún contratiempo o error.

De plantearse algunas alternativas de proyecto se selecciona conforme al VAN positivo mayor.

Método de la Tasa Interna de Rendimiento o Tasa Interna de Rentabilidad (TIR)

Este es un método fundamental empleado para la evaluación de proyectos. Está basado en el descuento de los flujos de fondos del proyecto, teniendo en cuenta la magnitud o monto y además la oportunidad y tiempo de dichos flujos, igual que el anterior (VAN), respecto al valor cronológico del dinero.

Es destacable decir que ningún otro método para evaluación brindara información tan importante del proyecto, haciendo que este sea un merito muy importante del método TIR.

Criterio de Aceptación:

- a) $TIR > \text{Tasa de Corte}$, el proyecto brindará ganancias, es aceptable
- b) $TIR < \text{Tasa de Corte}$, el proyecto no dará ganancias, es rechazado.

La diferencias entre la TIR y TC, se denomina “margen de seguridad”. Cuando mayor sea las diferencias entre la TIR y TC, el proyecto tendrá mayor margen de seguridad, y podrá soportar variaciones en el mercado.

Si la TIR está muy próxima o es igual a la TC, el proyecto tendrá un escaso margen de seguridad.

La TIR se compara con una tasa mínima o tasa de corte, el coste de oportunidad de la inversión, utilizado para comparar la TIR será la tasa de rentabilidad libre de riesgo. Si la tasa de rendimiento del proyecto - expresada por la TIR- supera la tasa de corte, se acepta la inversión; en caso contrario, se rechaza.

Valores de VAN y TIR hallados para cada una de las alternativas consideradas

	VAN	TIR
ALT. 1	\$ -2.002.388,77	-5%
ALT. 2	\$ -4.382.649,49	-∞

Conclusiones:

Con respecto a la TIR, como se puede apreciar la alternativa 1, no permitirá obtener ganancias mensuales en la vida útil del proyecto, con lo cual no la hace económicamente viable.

En la alternativa 2 el valor de la TIR, ni siquiera recuperará la inversión dentro de los 20 años de vida útil de la obra, o sea que está aún más en desventaja ante la alternativa 1.

Con respecto a el VAN, el hecho que en ambas alternativas este resulte de valor negativo, nos indica a priori que ambas darán pérdidas económicas por su ejecución, es decir, que estos proyectos no tienen una finalidad lucrativa, razonamiento típico de obras estatales, como ocurre en los proyectos del I.A.P.V. (Instituto Autárquico de Planeamiento y Vivienda) y proyectos de saneamiento.

3.9.3 Aspectos ambientales.

Si bien para la ejecución de ambas alternativas el impacto ambiental es el mismo, se puede destacar que la ejecución de la alternativa 2 produce una disminución de la contaminación de la napa freática, al ser más impermeable su fondo y taludes.

Tanto en la etapa constructiva como en la etapa de funcionamiento, ambas alternativas producen los mismos efectos ambientales negativos en la flora y fauna, pero a su vez producen un efecto positivo en lo que respecta a la calidad del agua residual arrojada al arroyo Casafus, lo que a su vez trae aparejada otros aspectos positivos en cuanto a la calidad del agua del arroyo.

3.10 Selección de alternativa.

Para el análisis comparativo de las alternativas se utilizará la siguiente Matriz de decisión, la cual nos determinará directamente la alternativa más conveniente.

En esta matriz de decisión, se encuentran contrastados aspectos económicos, aspectos técnicos, aspectos medioambientales y aspectos funcionales de ambas alternativas.

A cada alternativa se le asigna el valor de 0 (cero) o 1 (uno), asignándole el valor 1 a la alternativa que posee mejores características para cada aspecto considerado.

A su vez, cada puntaje será afectado por el porcentaje de incidencia establecido

Para cada aspecto considerado, de acuerdo a su importancia relativa en el conjunto.

El puntaje final para cada alternativa, se obtendrá sumando la totalidad de

Los valores individuales.

A continuación podemos ver la matriz de decisión utilizada para la evaluación de las alternativas:

MATRIZ DE DECISIÓN

Aspectos considerados	% de inc.	ALTERNATIVAS			
		Alt. 1		Alt. 2	
Económicos	30,00%	1	0,3	0	0
Técnicos	10,00%	1	0,1	0	0
Medioambientales	40,00%	0	0	1	0,4
Funcionales	20,00%	0	0	1	0,2
	100,00%		0,4		0,6

A continuación se presentan la evaluación integral de cada uno de los aspectos considerados, que nos permitirán decidir con confianza y seguridad que alternativa es la más conveniente.

Aspectos económicos

En este aspecto se tiene en cuenta el costo total de la obra, así como los indicadores económicos VAN y TIR.

Aspectos técnicos

Se tiene en cuenta la dificultad en la construcción y provisión de materiales para la ejecución de cada alternativa.

Aspectos Medioambientales

Se tiene en cuenta el grado de influencia que posee cada alternativa sobre el medioambiente.

Aspectos funcionales

Se consideran las posibles situaciones de mejora en la parte de mantenimiento.

En resumen:

Analizados los aspectos antes mencionados para cada una de las soluciones propuestas, los puntajes asignados se volcaron en la matriz de decisión anterior, dando por resultado 0,6 puntos para la alternativa N° 2, y 0,4 puntos para la alternativa N° 1.

La lectura que podemos hacer de este resultado es que la alternativa N° 2 se presenta como la solución técnico-ambiental-funcional más conveniente, dentro de los tópicos analizados.

3.11 Conclusión.

En vista de los importantes beneficios que se obtienen con la utilización de broza cemento y geomembrana para la impermeabilización del fondo de las lagunas, se selecciona la **ALTERNATIVA Nº 2** por sobre la otra alternativa según indica la matriz de decisión anteriormente planteada.

Es de destacar que esta decisión se basa concretamente en un análisis Técnico – Económico – Medioambiental – Funcional.