

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE VALPARAÍSO

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Bioquímica

Manejo Integral y Recuperación del Tranque Forestal y su Cuenca

Tesis Para Optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y al Título
de Ingeniero Civil Bioquímico

Por :

Carlos Escobar B. – Ennio Canessa C.

Profesor Guía : Rolando Chamy M.

Profesor Co-Referente : Claudio Alvarado S.

1999

1 Introducción.

Debido a la creciente preocupación, tanto de la ciudadanía como de los medios gubernamentales, referentes a la problemática ambiental, se ha hecho imprescindible el abordar el tema del tratamiento de los residuos municipales líquidos. Es por ello que en el país se han incrementado las medidas legislativas tendientes a proteger los cursos de agua receptores y regular la emisión de residuos. De esta forma se promulgó una Ley Base en el mes de marzo de 1994, a la que se suma el Artículo 73 del Código Sanitario actualizado (1994), mediante la cual, se puede ordenar la suspensión de descargas y exigir sistemas de tratamiento destinados a disminuir la contaminación.

Como resultado de lo anterior expuesto, se hace necesario el estudio del desarrollo de sistemas de tratamiento de aguas residuales, con el fin de cumplir las normativas legales tanto nacionales como internacionales, para la protección y conservación del medio ambiente, siendo fundamental, para tal efecto, la implementación de sistemas de control y monitoreo de estos sistemas para asegurar su adecuado diseño y su correcto funcionamiento.

En este contexto y considerando la accidentada geografía de Viña del Mar, sumado a la sensible explosión demográfica que ha experimentado la ciudad en la última década (fenómeno que ha conducido a la ciudadanía a asentarse, en una importante proporción, en el considerable número de quebradas aledañas al centro de la ciudad) han enfocado al departamento de Medio Ambiente de la Ilustre Municipalidad de Viña del Mar en la búsqueda de iniciativas tendientes a controlar y mitigar los problemas de contaminación ambiental en dichas áreas. Bajo este marco dicho departamento ha formado lazos de cooperación con la Escuela de Ingeniería Bioquímica de la Universidad Católica de Valparaíso a fin de explotar las potencialidades académicas de esta casa de estudios fomentando así el desarrollo de trabajos de tesis con un sentido práctico y relevante para la comunidad. De esta forma nace la

iniciativa de la presente tesis “Manejo Integral y Recuperación del Tranque Forestal y su Cuenca” a fin de recuperar dicho cuerpo de agua y utilizarlo como un área de recreación. Esta área de recreación se encontraría entonces formando parte de un proyecto de parques urbanos que realiza actualmente el Ministerio de Vivienda y Urbanismo en el sector.

El Tranque Forestal se encuentra ubicado entre las unidades vecinales 35, 36, 41 y 42 de la ciudad de Viña del Mar y su efluente desemboca, luego de fusionarse con el curso de agua proveniente de la cuenca de la Quinta Vergara, en el estero Marga-Marga (a la altura de la avenida Libertad de la misma ciudad). Es importante señalar que basta con una inspección visual para constatar que gran parte de la cuenca se encuentra con algún grado de contaminación.

Con el fin de lograr el objetivo general del trabajo, se han planteado los siguientes objetivos específicos:

- El desarrollo de una metodología para la recuperación de tranques y lagunas con características similares las del Tranque Forestal.
- Restablecer en el Tranque Forestal una calidad de agua adecuada que permita su uso recreacional, sin riesgos para la población.
- Evaluar la trascendencia de producir agua con calidad de regadío para su uso en áreas verdes del sector.
- Evaluación técnica y económica de sistemas de tratamiento adecuados para las aguas que descienden hasta el Tranque Forestal.

El plan de acción contempla la caracterización de la cuenca del Tranque Forestal, la identificación de las fuentes contaminantes, la selección y diseño de las alternativas para

descontaminación y/o biorremediación, el programa de implementación y mantención de estas últimas, además de una evaluación económica y social de las instalaciones proyectadas.

Como es de esperar, para la realización de este proyecto son necesarios un gran número de datos y estimaciones cuyo origen debe ser multidisciplinario, bajo esta perspectiva se abordará en el próximo apartado una serie de temáticas y conceptos que de una u otra forma son necesarios de considerar para lograr un correcto entendimiento del problema a dilucidar.

2 Antecedentes bibliográficos

Como se pretende abordar algunos temas generales ligados a la contaminación y manejo de las aguas y como las alternativas son muy variadas, no siendo el objetivo de este capítulo abordarlas todas, se ha debido escoger entre ellas las de mayor trascendencia para el presente estudio.

2.1 Conceptos de hidrología.

Hidrología es la ciencia que trata de las aguas de la tierra, su aparición, distribución y circulación a través del interminable ciclo hidrológico de precipitación, escurrimiento, infiltración, almacenamiento, evaporación eventual, evapotranspiración, etc. (Hilleboe, H., 1974). Aún cuando la hidrología misma no afecta las plantas de tratamiento de aguas residuales y mucho menos pueden éstas afectar a la hidrología, hay ciertos hechos y términos que son fundamentales a la hora de su diseño. Bajo esta perspectiva se pretende abordar de forma muy general algunas definiciones y tópicos de esta ciencia.

Precipitaciones: este término se refiere al agua atmosférica que cae sobre la tierra, en cualquier forma (lluvia, escarcha, granizo o nieve). Para calcular el volumen total del agua que cae en cierta región sólo basta con multiplicar el área de la región con la altura de agua caída, ya que generalmente es este el parámetro con que se mide (altura de agua por unidad de tiempo).

Cuenca hidrográfica: una cuenca hidrográfica es una zona de terreno en la que el agua, los sedimentos y los materiales disueltos drenan hacia un punto común. El contorno de una

cuenca se define por la divisoria topográfica y, en general, dicho contorno corta ortogonalmente a las curvas de nivel, ya sea por la parte cóncava (cuando disminuye la altitud) o convexa (cuando aumenta). La utilización de las cuencas como unidades especiales presenta, a la hora de evaluar una determinada región, una ventaja inicial con respecto a otras clasificaciones, ya que no necesitan ninguna elaboración para "territorializar" la información necesaria; sin embargo, en algunos casos, la información primaria, la "unidad cuenca", no resulta tan independiente de otros elementos (clima, litología, paisaje, etc.), como la simple localización de las formas de agua independientes.

Escorrentía: este término se refiere a aquella fracción de la precipitación que llega a un curso de agua. Debe hacerse notar que el escurrimiento o afluencia incluye al agua que pueda haber penetrado en la tierra, pero que, después de infiltrarse a través de las formaciones del subsuelo a cierta distancia, emerge luego en forma de corriente.

Coefficiente de escorrentía o escurrimiento: al considerar un periodo de tiempo, el escurrimiento total de un área determinada es siempre menor que la precipitación total de la misma área. La relación que existe entre el escurrimiento y la precipitación se llama porcentaje de escurrimiento, coeficiente de escurrimiento o factor de escurrimiento. Este factor varía generalmente entre 30 y 60 %. Pero puede caer fuera de dichos límites en ciertas localidades o durante años con niveles de precipitación extremos (Hilleboe, H. 1974).

2.1.1 Hidráulica de canales abiertos.

Desde los puntos de vista de cantidad y calidad, los proyectos de recursos hidráulicos son de gran importancia para el mantenimiento y progreso de la civilización como se conoce hoy en día. El conocimiento de la hidráulica de los canales abiertos es esencial para el desarrollo de los recursos hidráulicos y la preservación del agua con la calidad necesaria junto con otras

áreas de conocimiento de la ingeniería, que han sido exploradas en las dos últimas décadas (Chow, V. 1994).

Si bien es cierto el reciente desarrollo de esta información se debe en gran parte al advenimiento de las computadoras de alta velocidad, el interés de la sociedad respecto a la preservación y restauración del medio ambiente acuático ha guiado a los científicos que trabajan en hidráulica a considerar los procesos de flujo en canales abiertos, los cuales, antes del movimiento ecológico no se consideraban importantes y ahora requieren de estudio.

El flujo de agua en un conducto puede ser *flujo en canal abierto* o *flujo en tubería*. Estas dos clases de flujo son similares en varios aspectos, sin embargo, se diferencian en uno de marcada importancia. El flujo de canal abierto debe tener una superficie libre, en tanto que el flujo en tubería no la tiene, debido a que en este último el agua debe llenar completamente el conducto. Una superficie libre se encuentra sometida a la presión atmosférica. El flujo en tubería, al estar confinado a un conducto cerrado, no sólo está sometido a la presión atmosférica (de manera directa), sino en una mayor proporción a la presión hidráulica.

A pesar de la similitud que existe entre estos dos tipos de flujo, es mucho más difícil resolver problemas de flujo en canales abiertos que en tuberías a presión. Las condiciones de flujo en canales abiertos se complican por el hecho de que la posición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y con el espacio, y también por el hecho de que la profundidad de flujo, el caudal y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre son interdependientes. Hoy en día el método empírico es (en general) el mejor método disponible para la evaluación y/o dimensionamiento de canales abiertos (Chow, V. 1994).

Es posible clasificar, de acuerdo a varios criterios diferentes, el tipo de flujo que ocurrirá en un canal abierto. Uno de los criterios primarios de clasificación es la variación del tirante del flujo

(tirante se define como la distancia entre el fondo del canal y la superficie libre del agua) en el tiempo y en el espacio (French, R. 1988). Si se toma el tiempo como criterio, entonces un flujo puede ser clasificado como *permanente*, lo cual implica que el tirante del flujo no cambia con el tiempo, o bien, como *no permanente*, lo cual implica que el tirante cambia con el tiempo. Así el flujo resultante por la escorrentía superficial en una cuenca hidrográfica puede definirse como no permanente y rápidamente variado principalmente por el considerable efecto discontinuo de las precipitaciones.

Por otro lado los canales abiertos pueden ser clasificados como naturales o artificiales. La categoría de *canales artificiales* incluye todos los canales que han sido desarrollados por el esfuerzo humano, mientras que la terminología *canal natural* se refiere a todos los canales que han sido desarrollados por procesos naturales y que no han tenido una mejoría significativa por parte humana. Dentro de esta última categoría se encuentran los riachuelos, grandes y pequeños ríos y los estuarios. Las propiedades hidráulicas de un canal natural por lo general son muy irregulares y en algunos casos pueden hacerse suposiciones empíricas razonablemente consistentes con las observaciones y experiencias reales, de tal modo que las condiciones de flujo en estos canales se tornen modelables mediante el tratamiento analítico de la hidráulica teórica. Un estudio completo sobre el comportamiento de flujos en canales naturales requiere el conocimiento de otros campos, como hidrología, geomorfología, transporte de sedimentos, etc. De hecho éste constituye un tema de estudio por sí mismo, conocido como *hidrología fluvial* (Chow, V. 1994).

2.2 Aspectos generales de la contaminación.

Las aguas con algún grado relativamente importante de contaminación pueden ser denominadas como aguas residuales. Estas pueden definirse como una combinación de líquidos o aguas portadoras de residuos procedentes de residencias e instituciones públicas, así

como de centros comerciales e industriales, a las que eventualmente pueden agregarse aguas subterráneas, superficiales y pluviales (Fair, G. *et al.* 1995).

Cabe señalar que una de las mejores medidas para caracterizar la cantidad de contaminación presente en un agua residual es la carga de contaminante para cada uno de sus constituyentes o para el de interés en la caracterización. Esta se define como el producto de la concentración del constituyente por el caudal del agua residual analizada.

2.2.1 Fuentes y constituyentes de aguas residuales.

La gran variedad de contaminantes existentes, hace difícil clasificarlos desde un punto de vista en particular. En este apartado se han dividido los diferentes contaminantes de acuerdo a las principales actividades que los originan.

Contaminación por actividad doméstica: Estos residuos se caracterizan por un elevado contenido de sólidos en suspensión y disueltos y una intensa población bacteriana (biológica, en general). Los sólidos están constituidos principalmente por materia orgánica en proceso de degradación, amoníaco, cloruros, nitritos, nitratos, alcalinidad, grasas y detergentes. La composición típica de aguas residuales domésticas se presenta en la tabla 2.1 (Metcalf & Eddy, 1995).

Contaminación por actividad industrial: muchas industrias descargan residuos que contienen compuestos que nunca se encuentran en las aguas naturales, tales como iones metálicos, sustancias químicas orgánicas e inorgánicas en general. Son comunes descargas con elevada temperatura, turbiedad, color, acidez y alcalinidad. Los residuos industriales líquidos (riles) pueden ser en sí mismos tóxicos para la vida acuática o animales superiores. Otros pueden

crear condiciones antiestéticas o interferir con otros usos por la presencia de sustancias minerales o altos índices de materia orgánica inestable.

Contaminación de las aguas por actividad agropecuarias: los principales contaminantes producidos por esta actividad resultan ser la salinidad y sustancias minerales en general disueltas en el agua de derrame; sustancias orgánicas y minerales que se incorporan al agua desde el estiércol; los nutrientes provenientes del uso de fertilizantes; los pesticidas; los sedimentos que arrastran las aguas a su paso por tierras mal explotadas o simplemente por erosión natural.

2.2.2 Caudales teóricos de aguas residuales.

Las principales fuentes de agua residual doméstica de una comunidad las constituyen las zonas residenciales e industriales. Otras fuentes importantes son las instalaciones públicas y de recreo. En los casos en que no se cuente con datos de caudales por medición directa, un primer acercamiento para determinar el caudal de agua que es eliminada consiste en estimar el porcentaje de agua abastecida que ingresa a las alcantarillas, puesto que las aguas residuales provienen fundamentalmente del agua consumida por la población. Metcalf y Fair coinciden en que por lo general, sin considerar la infiltración del agua subterránea, de un 60 a un 80 % del consumo de agua *per capita* se transformará en agua residual. Bajo este supuesto se estima que ingresan a las alcantarillas un promedio de 200 [L/hab.*día] (Metcalf & Eddy, 1995; Fair, G., y col., 1983).

Tabla 2.1: Composición típica del agua residual doméstica cruda.

	Concentración

Contaminantes	Unidades	Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales	mg/l	350	720	1200
Disueltos totales	mg/l	250	500	850
Fijos	mg/l	154	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos suspendidos	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
Volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	mL/L*h	5	10	20
Demanda Bioquímica de oxígeno (5 días, 20 [°C])	mg/l	110	220	400
Demanda química de oxígeno	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno total	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoniacal	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo total	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Grasas	mg/l	50	100	150

Coniformes totales	Nº/100mL	10^6-10^7	10^7-10^8	10^7-10^9
--------------------	----------	-------------	-------------	-------------

Las variaciones que existan sobre este valor serán el resultado de la razón existente entre las aguas residuales domésticas e industriales, o al efecto de la infiltración de aguas pluviales y subterráneas. Por ello resulta conveniente poder llegar a estimar los valores de caudal de cada uno en forma independiente.

En el caso de pequeñas zonas residenciales es corriente determinar los caudales de aguas residuales a partir de la densidad de población y de la contribución media *per capita*.

Los caudales de agua residual de origen comercial se expresan generalmente en [$m^3/hab \cdot día$]. Este valor puede variar entre los 42 y 1500 [$m^3/hab \cdot día$], un valor típico es 190 [$m^3/ha \cdot día$]. (Fair, G. *et al.* 1995).

Por otro lado a al pretender estimar los caudales de aguas residuales hay que considerar que parte del agua pluvial escurre rápidamente por las alcantarillas pluviales u otros conductos de desagüe, otra se evapora o es absorbida por la vegetación y el resto se infiltra en el suelo, transformándose en agua subterránea que puede más tarde infiltrarse al sistema de alcantarillado. Dicha fracción de agua puede ser, en algunos casos, considerable y provocar variaciones importantes en el caudal de las aguas residuales.

2.2.2.1 Variaciones en los caudales de aguas residuales.

Dado el origen y frecuencia de las aguas residuales que ingresan al sistema de alcantarillado, el caudal total que este recibe no es constante. Variaciones muy marcadas se producen en el

transcurso del día, en períodos secos con respecto a los lluviosos y debido al aporte de aguas residuales industriales. Las variaciones esperadas en los caudales de aguas residuales pueden deberse a:

Variaciones horarias: la variación de los caudales de agua residual observados en las plantas de tratamiento, tienden a seguir una cierta pauta diaria, como se muestra en la Figura 2-1.

Los caudales mínimos se producen en las primeras horas de la mañana (normalmente entre las 02⁰⁰ y 05⁰⁰ horas del día), cuando el consumo de agua es bajo y el caudal circulante se debe principalmente a escapes, infiltraciones y pequeñas cantidades de agua residual sanitaria. La primera punta del caudal se presenta generalmente luego del máximo uso de agua, en las últimas horas de la mañana. Una segunda punta aparece generalmente, en las últimas horas de la tarde, entre 7 y 9, según el tamaño de la población servida y la longitud de la red de alcantarillado. (Metcalf y Eddy, 1995).

Variaciones estacionales: las variaciones estacionales en los caudales de agua residual ocurren normalmente en zonas turísticas, en pequeñas comunidades con colegios, y en aquellas cuyas actividades tanto industriales como comerciales, tienen un carácter estacional.

Variaciones de origen industrial: el único medio para predecir los vertidos de aguas industriales es analizar el caso específico de cada industria y realizar proyecciones de éstos. Esto debido a que el tipo de producto y la forma de obtenerlo hacen variar significativamente el caudal de agua residual eliminado por la empresa.

Figura 2-1: Variación horaria del caudal de aguas residuales domésticas.



2.3 Consideraciones generales de limnología y recuperación de cuerpos de agua.

2.3.1 Limnología.

Welch (1952) define la limnología como: “la rama de la ciencia relacionada con la productividad biológica de las aguas continentales y con todas las influencias causales que la han determinado” y explica que la expresión “productividad biológica” incluye sus aspectos cualitativos y cuantitativos, como así mismo actuales y potenciales; que “aguas continentales” se refiere a todos los tipos de aguas superficiales del continente tales como: ríos o lagos, dulces o saladas; y que “influencias causales” abarcan todos los factores físicos, químicos, biológicos, meteorológicos, etc., que determinan las características y la cantidad de producción biológica. Señala finalmente que la limnología es una ciencia esencialmente ecológica.

La preocupación primordial de la limnología actual consiste en determinar la producción de peces en los ambientes lénticos (lagos) y lóticos (ríos), al igual que los factores ambientales que intervienen.

En segundo lugar, la limnología se preocupa de la calidad sanitaria de las aguas y, en especial, de los aspectos dinámicos del fenómeno de la polución y la autodepuración de las aguas continentales (Björk, S. 1978). Este es el objeto específico de la limnología sanitaria y es, por ende, el enfocado en la presente tesis.

El aspecto microbiológico o patogénico de las aguas no figura entre los objetivos específicos de la limnología sanitaria ni está comprendido en la definición de limnología. En ésta se incluye, con más propiedad, el estudio de las transformaciones biológicas y bioquímicas de interés ecológico provocadas por la introducción de elementos, compuestos y/o formas de energía a la composición natural de los ecosistemas acuáticos léntico y lótico (Branco, S. 1984).

La introducción de residuos orgánicos o inorgánicos puede inhibir el desarrollo de ciertos grupos de microorganismos y macroorganismos acuáticos o, al contrario, puede estimular ese desarrollo, ya sea por mecanismos de selección o por acción directa sobre los seres acuáticos afectados por el contacto directo o indirecto de los residuos.

No obstante lo anterior, generalmente los ecosistemas perturbados (llámese perturbación al proceso de desequilibrio o alteración significativa de los ecosistemas lacustres provocado por la introducción en ellos de elementos en concentraciones anormales) en su equilibrio dinámico tienden a alcanzar un nuevo equilibrio si el efecto de polución es continuo. Al tener lugar la

perturbación (o si se descontinúa el proceso) se origina en el espacio y en el tiempo una sucesión de etapas de recomposición de las condiciones originales, que es característica del proceso denominado “autodepuración” del medio acuático. Dichas etapas pueden ser identificada por organismos indicadores o por comunidades típicas de cada etapa (Branco, S., 1984).

El proceso por el cual una masa de agua pasa de la condición oligotrófica (o de baja productividad) a eutrófica (o de elevada productividad) se denomina eutroficación. En general, se debe al aumento de la disposición de nutrientes ajenos al sistema y, específicamente, los que constituyen factores limitantes del desarrollo de organismos fotosintéticos.

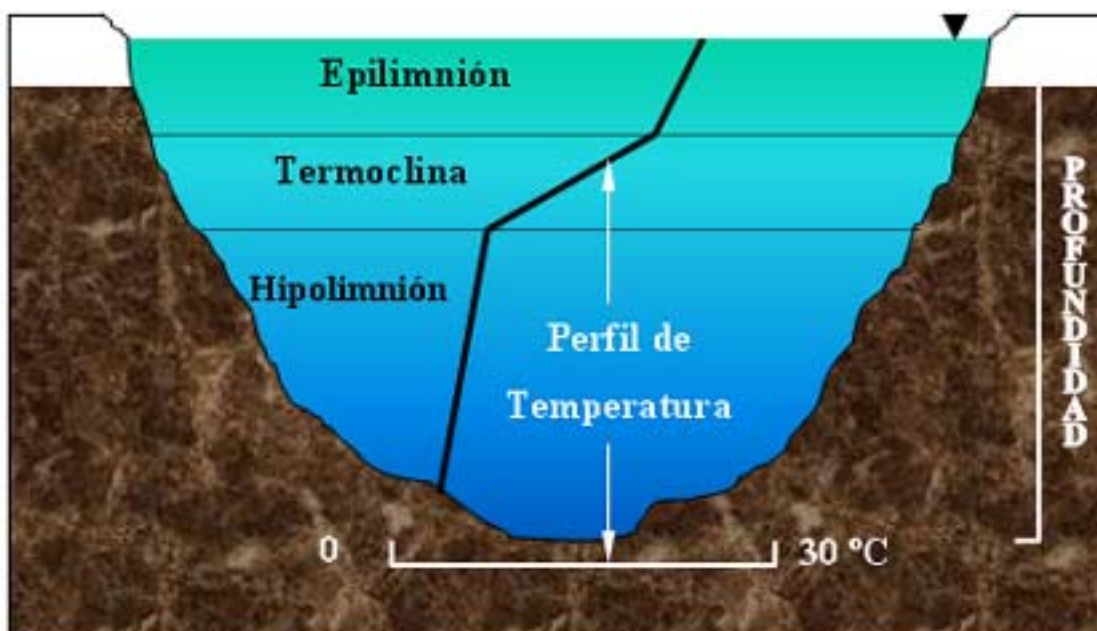
Si bien es cierto el estado de eutroficación de un cuerpo de agua comprometido se debe, generalmente, al aporte de nutrientes provenientes de las fuentes descritas en el apartado 2.2.1 se deben anexar a éstas, en el caso particular de estudio, otras posibles causales directas o sinérgicas del fenómeno, tales como: la influencia de la contaminación atmosférica (causal de acidificación, fertilización o envenenamiento de las aguas), los efectos provocados al bajar el nivel de las aguas en las cuencas de los lagos o embalses, el descenso significativo del tirante al interior del cuerpo de agua (producido por el embancamiento derivado de la acumulación del material erosionado de la cuenca) y por último los efectos por el derrame y escurrimiento de contaminantes (percolados) desde vertederos municipales o clandestinos.

La capacidad de transformación de materia inorgánica en orgánica que presenta la biota de un lago o laguna se encuentra fuertemente modulada por las condiciones climáticas imperantes en la zona, así como también por la geometría del fondo del cuerpo de agua. Esto se debe a la formación de capas o estratos de agua, que poseen características bien definidas de temperatura y oxígeno disuelto (Barroin, G. 1991).

La figura 2-2 muestra de forma esquemática el modelo teórico de estratificación térmica el cual contempla la formación de las siguientes zonas: zona del epilimnión (capa superficial donde la temperatura del agua es alta y prácticamente constante producto de la agitación efectuada por el viento), la zona de la termoclina (capa donde la temperatura cae bruscamente) y la zona del hipolimnión (capa profunda, de baja temperatura y disminución lenta de temperatura).

El proceso de estratificación térmica puede ser permanente o temporal. En la mayor parte de los lagos chilenos se alteran períodos de estratificación durante los meses cálidos (primavera, verano, otoño), con sistemas de mezcla en los meses más fríos (invierno). Es importante señalar que los problemas de estratificación térmica agudizan los de eutroficación, ya que al encontrarse el hipolimnión en condiciones prácticamente anaerobias las velocidades de consumo de los nutrientes presentes en los sedimentos disminuye considerablemente.

Figura 2-2: Modelo de estratificación térmica en cuerpos de agua eutroficados.



2.3.2 Control del transporte de materias hacia los lagos.

Los residuos líquidos municipales y los riles debieran, por supuesto, ser recolectados en tierra y tratados antes de descargarlos a los cuerpos de agua receptores. Mientras que el tratamiento de los riles debe ser particular para cada tipo de industria, se encuentran disponibles muchos métodos estandarizados para el eficiente tratamiento de los residuos líquidos domiciliarios. Sin embargo, pese al importante incremento en el tratamiento de residuos líquidos municipales e industriales todavía queda mucho por recorrer.

Como existen fuentes de contaminación que no son fáciles de controlar por los métodos convencionales, los problemas deben ser resueltos de acuerdo a las realidades que prevalecen localmente. Esto es posible en países con un alto nivel de entendimiento de la problemática ambiental y con acceso a una organización eficiente para la protección y manejo ecológico de la naturaleza. Por ejemplo las aguas lluvias podrían ser canalizadas con el objetivo de ser utilizadas en el regadío de áreas verdes urbanas y no dejarlas simplemente escurrir a los cursos naturales inmediatos o al alcantarillado. En efecto, una planificación anticipada de los nuevos proyectos urbanos podría traer consigo una utilización mucho más eficiente de muchos recursos naturales, en particular el hídrico. Con respecto a la fertilización de los bosques con nitrógeno, no hay un mayor efecto en el aumento de la productividad de los cuerpos de agua siempre que la concentración de fósforo sea baja. De manera similar cuando los suelos ricos en arcilla son fertilizados con nitrógeno y fósforo, este último es ampliamente absorbido por el suelo mientras que el nitrógeno puede ser lixiviado a los cuerpos de agua sin causar mucho daño cuando no es acompañado por fósforo. Efectos como estos deben, sin embargo, ser manipulados con mucho cuidado como fuentes diferentes que a menudo llegan a los lagos, las que en conjunto pueden causar la degradación¹.

¹ Información extraída del estudio Water in Sweden,

elaborado por el Ministerio de Agricultura de Suecia, 1977.

2.3.3 Recuperación y restauración.

La introducción de plantas de tratamiento de residuos líquidos eficientes o su simple desviación a veces permite la recuperación inmediata de los cuerpos de agua contaminados. Sin embargo, si un cuerpo de agua se encuentra con niveles relativamente altos de contaminación o con un nivel de agua muy bajo podría ser catalogado como irrecuperable, es decir, ha perdido la capacidad de autodepuración y habrá que tomar entonces medidas asistidas para su regeneración, de hecho, Björk (1975) define el concepto "restauración de cuerpos de aguas" como el llevar a cabo medidas *in situ* que justamente no incluyen la desviación de aguas contaminadas o la construcción de plantas de tratamiento.

2.4 Muestreo de aguas superficiales y análisis en terreno.

Los estudios de niveles de contaminación de aguas e identificación de sus constituyentes son realizados a través de mediciones sistémicas. Estas se realizan en dos etapas, la primera corresponde a la toma de muestras y la segunda al análisis de las mismas.

Para un estudio de calidad de aguas se pueden tomar, esencialmente, dos tipos de muestras: simples y compuestas. Las condiciones de la masa de agua y el objetivo del muestreo señalarán que tipo de muestra debe tomarse en cada caso particular.

Se llama muestra simple o puntual a aquella que se toma sin considerar factores tales como variación de caudal, horario, etc. La situación en la cual una muestra simple puede considerarse representativa de una gran masa de agua dependerá de varios factores, entre los

cuales se encuentran: la homogeneidad del cuerpo de agua, el numero de puntos muestreados, el tamaño de la muestra individual y el método de recolección de la muestra.

Una muestra compuesta es aquella que, además de conjugar las variables descritas en el párrafo anterior, se encuentra formada por una serie de muestras simples. La gran mayoría de los cuerpos y cursos de agua no son completamente homogéneos y obtener una muestra simple relativamente representativa es difícil. Se obtiene, en estos casos, algo más representativo tomando varias muestras pequeñas (en diferentes puntos o a diferentes tiempos) de la masa de agua, que una de gran volumen en un solo punto. Cuando más grande sea la muestra individual, y mayor el numero de puntos muestreados, más representativa de la masa de agua analizada será la muestra compuesta formada.

Un estudio de calidad de aguas generalmente se inicia con un muestreo preliminar consistente en la recolección y análisis de numerosas muestras, cuyo objetivo es proporcionar una visión general de las condiciones de contaminación del cuerpo o curso de agua y localizar la ubicación de las estaciones de muestreo (lugar físico de donde el cual se extraerá(n) la(s) muestra(s)).

La determinación de valores extremos de algunos parámetros y sus variaciones diurnas y zonas de mayor déficit proporciona generalmente la información adecuada para la posterior elección de las estaciones de muestreo, frecuencia y técnicas de recolección de las muestras a emplear.

Muchos factores intervienen en la adecuada selección de una estación de muestreo. Estos factores incluyen: objetivos del estudio, usos del agua, acceso a los puntos de muestreo deseables, llegada y mezcla de aguas residuales, velocidad de flujo, cambios marcados en las

características del lecho del cauce, tipo de lecho, profundidad y turbulencia, estructuras físicas artificiales (como presas, diques y protección de paredes) y facilidades otorgadas al estudio.

Aunque se recomienda que las estaciones de muestreo se ubiquen en puntos de fácil identificación y acceso, la representatividad de las muestras y la información que se pueda obtener de ellas es el factor determinante en su selección. Cabe destacar, que una simple muestra es completamente inadecuada para el estudio de una masa de agua de cualquier forma o tamaño, debido a que esta representa sólo la calidad del agua en el momento y en el punto en que se tomó la muestra.

3 Diagnóstico.

La elaboración de este capítulo se realizó mediante observaciones y mediciones realizadas en terreno entre los años 1998 y 1999, complementadas con la documentación suministrada, fundamentalmente, por las siguientes entidades gubernamentales: Ilustre Municipalidad de Viña del Mar (a través de los departamentos de Medio Ambiente, de Gestión de Proyectos, de la Secretaría Comunal de Planificación y Coordinación (SECPLAC) y de la Dirección de Operaciones y Servicios), de la Dirección General de Aguas (por intermedio del Centro de Información de Recursos Hídricos) y de la estación meteorológica de la Universidad Técnica Federico Santa María.

3.1 Generalidades.

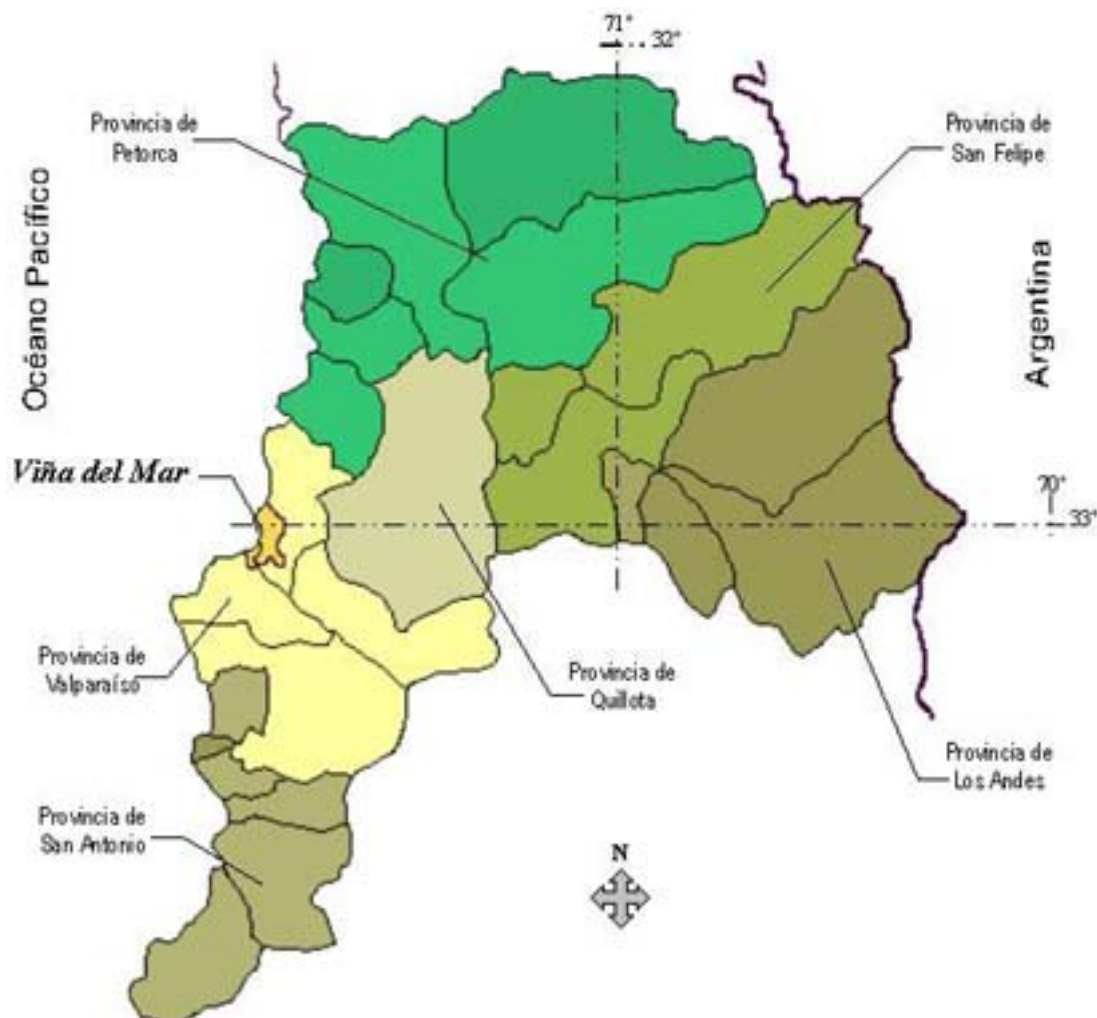
El Tranque Forestal se encuentra ubicado en el sector geográfico, de la comuna de Viña del Mar, denominado Forestal. Como la ciudad no presenta una extensión territorial relativamente grande (172,25 [km²]), cabe esperar que sus principales características físicas, climáticas, geográficas y de fauna y flora presenten un marcado signo de homogeneidad y representatividad en todos sus sectores. Por el hecho anterior y dado que existe escasa información referida al sector en particular, se asumirán algunas de las características de Viña del Mar como las reinantes en el Tranque Forestal y sus inmediaciones.

3.2 Ubicación geográfica del proyecto.

Como se describe en la Figura 3-1 la comuna de Viña del Mar se ubica en la Provincia de Valparaíso, Región de Valparaíso (Chile central), entre los Paralelos 32°55' y 33°55' Latitud Sur, entre la cordillera de la costa y el Océano Pacífico. Incluye una superficie de 172,25 [km²] lo que corresponde al 1% de la superficie Regional, y a un 0,02% de la superficie Continental del País. Forma parte de la conurbación Valparaíso–Viña del Mar y en términos administrativos se localiza en la Provincia de Valparaíso.

Como se señaló anteriormente, el Tranque Forestal se encuentra ubicado en esta comuna, específicamente, entre las Unidades Vecinales (U.V.) 36, 41 y 42 (todas pertenecientes al sector de Forestal). Su elevación sobre el nivel del mar alcanza los 110 metros y la extensión de su cuenca hidrográfica es de 4,02 [km²]. De acuerdo a lo indicado en el plano aerofotogramétrico del sector (adjunto como Lámina N° 1 del Apéndice L), su cuenca se divide en dos cursos de agua independientes, lo que se traduce básicamente en dos subcuencas. Estas últimas, más el tranque como tal, serán descritas por separado en este capítulo por su importante e individual influencia sobre el proyecto.

Figura 3-1: Región de Valparaíso, Comuna de Viña del Mar.



3.3 Características demográficas, vegetacionales y climáticas del sector.

3.3.1 Características demográficas.

Para el análisis de las características demográficas se utilizó el estudio "Pre-Diagnóstico de la comuna de Viña del Mar" emitido por la SECPLAC de la I. Municipalidad de Viña del Mar. En él se ha dividido a la comuna en sectores geográficos, designando a cada uno una

denominación numérica única. En la Figura 3-2 es posible apreciar estos sectores y en particular el designado para el sector de Forestal (correspondiente al número 3). En él se encuentran las Unidades Vecinales número 32 a 50 y las 113, 119, 121, 129 y 150 con una población estimada, a partir de los datos presentados en la Tabla A-2 del Apéndice A, de 29381 habitantes en el año 1982, 32461 en 1992 y 36667 proyectados para fines del año 1999. Pese a que el porcentaje intercensal de la comuna (entre 1982 y 1992) fue del 1,5 % anual (ver Tabla A-1 del Apéndice A), se observa que el del sector alcanzó sólo el 1% y que las proyecciones realizadas por la SECPLAC de la I. Municipalidad de Viña del Mar, tomando en cuenta la potencialidad del territorio en el sector, contempla un crecimiento anual del 1,76 % para el período entre 1992 y el año 1999.

Como se esquematiza en la Figura 3-2, los niveles de pobreza en el sector son de marcada importancia. Cerca del 30% de la población es clasificada como pobre; tanto es así que la Unidad Vecinal que registra el mayor índice de pobreza de la comuna (88,88%) pertenece al sector en cuestión (Unidad Vecinal N° 50, Lomas Sur). Cabe señalar que la clasificación de "pobre" es derivada de la Ficha de Asistencia Social Comunal (CAS II) del Ministerio de Planificación y Cooperación Nacional (MIDEPLAN). Dicha Ficha es un instrumento gubernamental que tiene por objeto individualizar y clasificar a las personas pertenecientes a los núcleos familiares de nivel socio-económico bajo, con el fin de dirigir en forma eficiente los recursos que el Estado tiene dispuesto para dicho sector de la ciudadanía (una descripción más detallada de dicho instrumento es presentada en el Apéndice B).

Cabe destacar además, que el documento referido en el párrafo anterior revela que del total de personas del sector clasificadas como "pobres" un 40,31% se encuentra con algún tipo de irregularidad respecto del terreno en que habita.

Figura 3-2: Distribución de la población clasificada como pobre según sectores geográficos en Viña del Mar.

3.3.2 Características de la vegetación.

La vegetación de la ciudad, y en particular en gran parte de la cuenca hidrográfica del Tranque Forestal, se caracteriza por ser mesófila, con clara tendencia a la xerófila, arbustos como el boldo, litre, quilo y la acacia cavena o espino son los más representativos, algunas cactáceas afloran entre matorrales dando testimonio de un clima relativamente seco y que ha permitido la adaptación de esta flora de zona árida². Estos arbustos se complementan con eucaliptus, álamos y coníferas que se esparcen como manchones; estos son posibles de observar en el Tranque Forestal (sector de Siete Hermanas), en la Quinta Vergara, en el sector Alto de Concón, en el Sector Oriental de los Medanos, en el Parque el Salitre, etc.

3.3.3 Características climáticas.

Por su ubicación latitudinal a Viña del Mar, y en particular al sector de Forestal, le corresponde un clima Sub-Tropical, sin embargo, en este no se registran las temperaturas extremas y los fríos intensos que presentan regiones de igual latitud (sean meridionales o septentrionales), no obstante, es necesario mencionar que en algunos casos las temperaturas medias pueden coincidir.

La descripción propiamente tal del clima viñamarino, según la descripción de Koeppen, es Cbs (Llamas, J. 1993), es decir templado, con estaciones marcadas durante el año y con temperaturas medias que no ascienden de los 22 [°C] como máximo y de 10 [°C] como mínimo.

² Comunicación Personal. Don Bernardo Parra.

La pluviosidad en la ciudad se hace sentir con mayor intensidad, principalmente, durante los meses de invierno: Junio, Julio, Agosto, Septiembre. Tiene un promedio de aproximadamente 440 [mm] anuales y la temperatura media es de 14,4 [°C] (I. Municipalidad de Viña del Mar, 1993).

En términos generales estos factores determinan un clima agradable que se hace sentir durante todo el año y que incide de manera directa en la alta población flotante que permanece, principalmente, durante los meses de verano en la ciudad.

3.4 Cuenca hidrográfica del Tranque forestal.

3.4.1 Características geomorfológicas.

De acuerdo a planimetría efectuada al levantamiento aerofotogramétrico presentado en la lámina N° 1 del Apéndice L, la cuenca en análisis cubre una superficie total de 4,02 [km²], la que consta de dos subcuencas laterales afluentes al Tranque Forestal (descritas en el plano citado). La subcuenca número 1 (subcuenca oriente) corresponde al área tributaria ubicada al oriente del Tranque Forestal y la subcuenca número 2 (subcuenca sur) el área tributaria ubicada al sur del mismo, donde gran parte del límite poniente de esta subcuenca (subcuenca sur) corresponde a la avenida Viña del Mar. Las superficies, largo del cauce y desniveles de estas dos subcuencas, así como de la cuenca total que confluye al Tranque Forestal, se indican en la Tabla 3.1.

De acuerdo a lo observado en terreno, las pendientes son pronunciadas en las laderas mientras que en el cauce de las quebradas se encuentran pendientes suaves. La cobertura vegetal de las áreas no intervenidas urbanamente, presenta en general, matorrales densos y árboles de mediana envergadura, aún cuando parte importante de la superficie en la altiplanicie que se forma en las cabeceras, se encuentra en creciente urbanización. De particular importancia resultan los sectores con emplazamientos de depósitos de escombros y basurales en los taludes de las quebradas.

Tabla 3.1: Características geomorfológicas de las subcuencas del Tranque Forestal.

Cuenca	Área [km ²]	Largo [km]	Desnivel [m]
Oriente	1,10	3	195
Sur	2,78	4,6	285
Total	4,02	5,1	300

3.4.2 Antecedentes pluviométricos.

Con el fin de determinar los caudales a ocurrir en el sector, se requirió disponer de información fluviométrica útil para el cálculo de los caudales de diseño, descritos más adelante (apartado 4.2), afluentes al punto de interés (el Tranque Forestal). La mejor alternativa a utilizar para tal objetivo es, la aplicación de relaciones Precipitación-Escorrentía por la vía del análisis de frecuencia de información pluviométrica³. Para tal objetivo se utilizaron los datos pluviométricos del documento “Reparación y Mejoramiento del Sistema

³ Comunicación Personal, Don Manuel Cerda.

de Evacuación de Aguas Lluvias, Viña del Mar” proporcionado por el Sr. Jaime Riquelme, Director de la Unidad de Proyectos y Fiscalización de la Ilustre Municipalidad de Viña del Mar, en conjunto con los registros emitidos por la Dirección General de Aguas (los que en conjunto se presentan en las Tablas C-1 y C-2 del Apéndice C) y algunos textos especializados en hidrología.

3.4.3 Características demográficas.

La identificación de las Unidades Vecinales (UV) de incidencia directa sobre la cuenca hidrográfica del Tranque Forestal y los valores estimados de las fracciones del área aportante de cada una de ellas, son evaluados directamente de los límites vecinales descritos en la Lámina N° 1 del Apéndice L. Con las fracciones de áreas descritas, el número de habitantes de cada UV y la población clasificada con ficha CAS II (valores extraídos del apéndice A) es posible definir el número estimado de personas clasificadas como pobres e incidentes de forma directa sobre alguna de las dos subcuencas definidas en el apartado 3.4.1. Tanto las UV como los valores de la estimación para la fracción del área aportante para cada una de ellas, además de la cantidad de población incidente total y la clasificada con ficha CAS II (en total 3205 para la subcuenca oriente y 466 para la subcuenca sur) son descritos en la Tabla 3.2.

Las características demográficas de la cuenca hidrográfica no guardan relación con las observadas en el sector en general y aún menos con las de la comuna. La diferencia radica básicamente en que, como se describió en el apartado 3.3.1, los nuevos asentamientos poblacionales se concentran muy frecuentemente en las zonas altas del sector y en las quebradas entre los cerros, es decir, las zonas bajas del sector presentan un crecimiento mucho menor y por ende, como los índices demográficos guardan relación con el sector total, el crecimiento relativo disminuye. Bajo esta perspectiva se procedió a estimar valores de crecimientos que guardarán relación con la realidad de la cuenca, asumiéndose las siguientes situaciones:

1. El crecimiento poblacional de la cuenca se estima del orden 3 veces superior al de la comuna (4,5% anual) considerando los habitantes tanto de situación regular, como los de situación irregular respecto de sus terrenos (“tomas”).

2. Se estima que la densidad de población (habitantes por unidad de área) es homogénea en cada una de las Unidades Vecinales incidentes.

3. Se estima un valor de 372 viviendas sin conexión a alcantarillado, dicha suposición tiene su base en un catastro realizado en gran parte de la cuenca hidrográfica (sábado 03/04/1999) el cual también predice, en promedio, 4,3 personas por vivienda. Con lo anterior, es posible afirmar entonces, que 1600 personas se encuentran vertiendo sus aguas residuales directamente al curso de agua o en las laderas de las quebradas.

Con respecto a la proporción de viviendas sin alcantarillado entre ambas subcuencas fue posible constatar que del total (372) sólo el 16,94 % inciden en la subcuenca sur y que éstas se encuentran, en su gran mayoría, lejanas del curso de agua.

Tabla 3.2: Población incidente en la cuenca hidrológica del Tranque Forestal.

Sub-Cuenca	U. V.	% del Área que es incidente ^(a)	Número de Habitantes Incidentes ^(b)	% de la Población con tarjeta CAS II	Número de Habitantes Incidentes Clasificados como Pobres ^(c)
Oriente	39	100	902	46,97	424
	40	20	224	33,47	75
	41	3	38	24,32	10
	46	20	676	52,43	355
	49	10	98	50,48	49
	50	100	1609	88,81	1429
	113	40	1050	45,33	476
	121	8	295	48,15	142
	150	50	338	72,3	245
	Total	---		5230	61,28
Sur	36	4	47	37,28	18
	37	3	34	39,1	14
	38	55	880	43,17	380
	129	8	117	45,6	54
	Total	---		1078	43,23

^(a)es estimado mediante la extrapolación del plano anexo N° 3 en el plano anexo N°1.

^(b)es calculado multiplicando el número de habitantes de cada UV para el año 1999 (valores descritos en el apéndice A) por el respectivo porcentaje de área incidente (asumiendo densidad poblacional de cada UV como homogénea en el área).

^(c)es calculado multiplicando el porcentaje de la población clasificada con ficha CAS II por el número de habitantes incidentes en cada UV.

Del total de personas pobres se observa un 43% con problemas de alcantarillado, en contraste con los 40,31% descritos por la I. Municipalidad de Viña del Mar (ver apartado 3.3.1). Si bien es cierto existe una marcada diferencia (que el 40% de la población catalogada presente problemas con su terreno no significa necesariamente que sea por carencia de alcantarillado) esta se considera aceptable por el hecho de que entre el estudio del cual emana esa cifra y el catastro realizado existen 6 años, cantidad de tiempo suficiente, dada las características de crecimiento, para que la cifra en cuestión se vea modificada.

3.4.4 Principales características del Tranque Forestal.

Este es un embalse artificial construido a principios del siglo XX con el fin de abastecer con agua de regadío a las áreas verdes de la Quinta Vergara⁴.

Según el levantamiento taquimétrico y topográfico, realizado el 11-10-1998, (ver Lámina N° 2 del Apéndice L) el Tranque Forestal posee un espejo de agua de 9976,9 [m²], se encuentra (según la Lámina N° 1 del Apéndice L) a 110 [m] sobre el nivel del mar y posee una

⁴ Comunicación Personal, Don Sergio Hidalgo

profundidad promedio de 1,03 [m] con máxima de 1,43 [m] y mínima de 0,33 [m] (batimetría realizada el 12 de octubre de 1998).

Como lo indica la Lámina N° 2 del Apéndice L, el afluente al Tranque ingresa por el Nor-Este mediante el canal natural abierto mostrado en la Figura 3-3 el cual posee una sección aproximada de 2 por 1 [m²], y su evacuación se realiza por rebalse en un canal de concreto de sección rectangular con medidas de 3,41 X 2,81 [m²] (ver Figura 3-4 y Lámina recién citada). El valor del caudal promedio de entrada, obtenido a partir de muestreos realizados en terreno (mediante medición directa por encause y elevación del eje del curso de agua), es de 13.2 [m³/hr] (valores descritos en las Tablas D-2, D-4, y D-6 del Apéndice D) lo que se traduce en un tiempo de residencia hidráulico en el Tranque de 32,4 [d].

3.4.4.1 Flora y fauna acuática.

Las comunidades vegetales que pueblan las aguas del tranque son básicamente algas cianofíceas y clorofíceas (comunes en lagos y lagunas), además de algunos macrófitos emergentes y principalmente flotantes como los que se observan en la Figura 3-3 y en la Figura 3-4. Cabe señalar que estas últimas (en su mayoría pertenecientes a la especie *Lemna sp*) han desarrollado un gran crecimiento durante el transcurso de esta tesis llegando a cubrir en varias oportunidades, producto del arrastre por el viento, más del 90 % del espejo de agua del Tranque.

Figura 3-3: Canal de entrada al Tranque Forestal.



Figura 3-4: Canal de evacuación de las aguas del Tranque Forestal.



Ha sido posible constatar además, la introducción de diferentes peces en el Tranque Forestal, todos ellos habitantes comunes de las aguas continentales de la V Región, es más, mediante una simple inspección visual es posible corroborar que varias de estas especies se encuentran actualmente poblando las aguas del estero Marga – Marga y de la laguna Sausalito. Las especies observadas en el Tranque responden, en su mayoría, a las especies cuyos nombres comunes son Carpa Común y Gambusia.

Como uno de los objetivos propuestos para el proyecto es el hermosteamiento del sector y dado que es indiscutible que las aves son un importante recurso paisajístico se realizó un estudio taxonómico relativamente más riguroso de éstas. En la Figura 3-5 se presentan las aves que normalmente habitan en el Tranque (Daskam, T., 1984), estas son: la *Florida thula* (Garza Chica), *Porphyriops melanops* (Tagüita) y *Phalacrocorax olivaceus* (Cormorán Yeco).

Figura 3-5: Aves que normalmente habitan el Tranque Forestal. a) Tagüita, b) Cormorán Yeco y c) Garza Chica.



3.4.4.2 Estado del Tranque y condición de sus aguas.

En primera instancia y sólo con una inspección visual es posible observar que el Tranque muestra algunas características típicas de cuerpos de agua eutroficados, tales como importante crecimiento de plantas emergentes y flotantes, zonas de malos olores, aguas turbias, etc. Como se señaló en el capítulo 2, estas características responden generalmente a la causal de ingresos importantes de nutrientes y que estos últimos sean el producto del vertido de aguas residuales en el afluente. Por otro lado es posible afirmar, con los valores de profundidad y tiempo de residencia hidráulico (descritos en el Apartado 3.4.2) en conjunto con los valores derivados de su geometría (descrita en la Lámina N° 2 del Apéndice L), que el Tranque Forestal posee actualmente características típicas de un sistema de tratamiento de aguas denominado laguna facultativa. Las lagunas facultativas son un tipo de sistema de tratamiento biológico, cuya característica principal es utilizar, mediante selección natural, microorganismos facultativos (conjunto de cepas capaces de desarrollarse en ambientes oxigenados y anóxicos a la vez). Las características físicas principales de estas lagunas son las siguientes: régimen de flujo de

estrato superficial mezclado, tiempos de retención hidráulicos de 5 a 35 [d] y profundidades que oscilan entre los 1,2 y 2,4 [m] (Metcalf & Eddy, 1995). A su vez, las características observadas en el Tranque Forestal (mismo régimen de flujo, espejo de agua de 1 [ha], tiempo de retención hidráulico promedio de 31,5 [d] y una profundidad promedio de 1,03 [m]) hacen que su comportamiento sea análogo al sistema de tratamiento mencionado.

Es importante hacer notar, luego de recoger antecedentes por comunicación directa de habitantes del sector, que las características antes mencionadas no son reciente y se han ido acentuando en los últimos años.

Otro aspecto destacable es la gran cantidad de arena que se observa a un costado del Tranque (con un área rectangular aproximada de 150 [m] de largo por 100 [m] de ancho, como se puede observar en la Lámina N° 2 del Apéndice L) y que hace presuponer que ha tenido como origen la erosión, producto de las precipitaciones, de la cuenca hidrográfica del Tranque. Esta suposición se confirma al recorrer los cursos de agua y observar que en toda la cuenca sólo existen dos desarenadores y que ambos se encuentran ubicados aguas abajo del Tranque, es decir, una de las funciones que actualmente pueden atribuirse al Tranque Forestal es la de remover una importante cantidad de la arena presente en el curso de agua de su cuenca hidrográfica, sin embargo, esta función se lleva a cabo al margen de cualquier tipo de planificación.

Tanto la calidad de las aguas que ingresan al Tranque como las de este en sí revierten una gran importancia a la hora de evaluar su condición respecto de los fines esperados (recreacionales y de regadío). Bajo esta perspectiva y en condiciones de información histórica deficiente se desplegó una cantidad significativa de recursos y esfuerzos en caracterizar la calidad de las aguas de este, principalmente las del afluente, efluente y sedimentos del fondo. Dicha caracterización se realizó, de acuerdo con las Normas Chilenas: NCh 409/2.Of84, NCh 411/1.Of96, NCh 411/2.Of96, NCh 411/3.Of96, NCh 411/4.Of97 y NCh 411/10.Of97.

Se definió como representativa del promedio diario, en el caso de los análisis de agua, las muestras compuestas por tiempo desde las 7 a las 23 horas y con un periodo entre muestra y muestra de 2 horas. En total se tomaron y analizaron 3 muestras compuestas correspondientes a los días miércoles 17-11-1998, domingo 03-01-1999 y miércoles 12-05-1999. Estos días fueron estratégicamente escogidos bajo el siguiente criterio:

1. Se asume que existe influencia de la población sobre la calidad de las aguas que ingresan al Tranque Forestal, es decir, que dichas aguas presentan un aporte de nutrientes producto de su contacto con aguas residuales domiciliarias. La base de esta afirmación se encuentra en la verificación (mediante inspección visual y análisis de las cotas donde se encuentran algunos domicilios) de inmuebles sin conexión a la red de alcantarillado en parte de la cuenca hidrográfica del Tranque.

2. Se asume el día miércoles como representativo de día hábil y los meses de noviembre y mayo como representativos de baja población flotante en la región esperando, de esta manera, una calidad de agua cuya influencia es sólo producto de la población fija del sector.

3. Se asume el día domingo y el mes de enero como representativos de alta tasa de población flotante en la región. Dicha suposición se basa principalmente en los siguientes hechos: 1) la comunidad estudiantil del país se encuentra en periodo de vacaciones, 2) la medición se realizó al poco tiempo de efectuarse los juegos pirotécnicos de Valparaíso (hecho que provoca una marcada movilización de turistas a la región) y 3) al coincidir el día viernes de esa misma semana con un día festivo (01-01-1999) se espera una mayor libertad de los turistas para permanecer, en particular ese fin de semana, en el sector. Con todo lo anterior se espera entonces verificar si existe alguna sensible influencia de la población flotante en los parámetros sujetos a análisis.

Para la determinación de la calidad de las aguas del Tranque, con miras de obtener datos que permitan emitir juicios acerca de su estado, tanto para el desarrollo de la vida acuática, como para el uso racional de ellas, se midieron y analizaron los siguientes parámetros: coliformes totales y fecales, demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno, sólidos totales, sólidos suspendidos totales, sólidos suspendidos volátiles, nitrógeno total, nitrógeno amoniacal, fósforo total y fósforo como fosfato; además, con el fin de determinar cuales eran los parámetros más incidentes en la contaminación se anexaron en la primera muestra (la correspondiente al 17-11-1998): detergentes, aceites y grasas y sólidos sedimentables. En conjunto con los análisis antes mencionados se midieron las siguientes variables: caudal, pH, temperatura ambiental y temperatura del agua.

Cabe destacar que los análisis químicos, bioquímicos y bacteriológicos, además de los equipos utilizados para las mediciones de terreno, fueron desarrollados y suministrados en la Escuela de Ingeniería Bioquímica de la Universidad Católica de Valparaíso, a través de su Departamento de Asistencia Técnica.

Por otro lado y con el objetivo de recolectar datos necesarios para determinar el estado actual del Tranque se realizaron las siguientes mediciones y análisis:

Con el fin de estimar el volumen de agua se realizó, el 12 de septiembre de 1998, una batimetría del Tranque (ver curvas de nivel en la Lámina N° 2 del Apéndice L), observándose la importante acumulación de sedimento (particularmente la que se encuentra desde la entrada hasta el centro geométrico del Tranque) y los valores de profundidad máxima de 1,4 [m], mínima de 0,3 [m] y media (media aritmética) de 1,03 [m].

Para determinar el grado de eutroficación, el 23 de junio de 1999, se elaboró una muestra compuesta por volumen de los sedimentos acumulados en el fondo. Para esto se cuadrículó el Tranque en 25 sectores extrayéndose de cada sector, mediante la utilización de un tubo de PVC de 2 pulgadas de diámetro, una muestra puntual de 608

[cm³] (contemplando una profundidad de 0,3 [m] en el sedimento), las que más tarde fueron cuidadosamente mezcladas. Los parámetros analizados son los que se observan en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 : Resultado de los análisis efectuados a los sedimentos del Tranque Forestal.

Parámetros	Concentraciones [g/kg muestra seca]
Carbono	3,63
DQO soluble	12,61
Sólidos totales	1000
Cenizas	919,6
Nitrógeno total	0,672
Amoniaco	0,499
Nitritos	$4,95 \cdot 10^{-5}$
Nitratos	$3,05 \cdot 10^{-2}$
Fósforo total	$1,08 \cdot 10^{-4}$
Fosfatos	$3,60 \cdot 10^{-5}$
Humedad	44,4 %

En conjunto con la toma de muestra de los sedimentos se realizó una medición, también en cada sector previsto por la cuadrícula, del perfil de oxígeno disuelto y temperatura a lo largo de la profundidad del mismo sector (los promedios por altura se encuentran descritos en la Tabla D-7 del Apéndice D).

Cabe señalar que las estaciones de muestreo utilizadas para la caracterización en cuestión fueron preestablecidas estratégicamente en los puntos geográficos descritos en la Lámina N° 1 del Apéndice L. La estrategia utilizada para designar geográficamente las estaciones de muestreo responde básicamente a concretar los siguientes objetivos:

Estaciones subcuenca oriente y sur: evaluar las cargas contaminantes y caudales aportantes individualmente por cada subcuenca al Tranque Forestal.

Estaciones afluente y efluente: evaluar el comportamiento del Tranque Forestal respecto su capacidad depuradora de agua, para ello se procedió con el fin de: 1) evaluar las cargas contaminantes y caudal de entrada al Tranque Forestal, 2) evaluar las cargas contaminantes y caudal derivados del Tranque Forestal y 3) medir la cantidad de agua infiltrada desde el Tranque Forestal hacia cotas inferiores.

Estación cancha: evaluar el grado de importancia, en términos de carga contaminante, del flujo de agua que emana espontáneamente a un costado de la cancha de fútbol descrita en las Láminas N° 1 y N° 2 del Apéndice L y que más tarde se fusiona con el curso de agua proveniente de la subcuenca sur.

En Tabla 3.4 se presentan los valores promedios de las cargas contaminantes de mayor trascendencia para el presente estudio, en conjunto con el registro de caudales promedios para los días de muestreo. Cabe señalar que se encuentran descritos en el Apéndice D, prácticamente, el total de las mediciones realizadas y todos los parámetros analizados durante la totalidad de los días de muestreo.

Es destacable la capacidad actual (del Tranque Forestal) para la remoción de coliformes totales y fecales. Bajo un análisis simple de las concentraciones de coliformes observadas tanto en el afluente, como en el efluente del Tranque (valores descritos en el apéndice D) es posible

advertir porcentajes de remoción de coliformes fecales cercanos al 95 %. Los porcentajes de remoción observados se presentan en la tabla 3.5.

Tabla 3.4: Valores promedios de cargas, afluentes al Tranque Forestal, para los distintos días de muestreo.

Muestreo	Caudal [m ³ /hr]	Cargas [kg/día]			
		DQO	DBO	Nitrógeno Total	Fósforo Total
17-11-1998	12,36	29,76	11,85	6,38	0,15
03-01-1999	9,31	12,58	2,9	2,95	---
12-05-1999	18	18,66	18,7	9,72	0,086

Tabla 3.5 : Remoción de coliformes totales y fecales en el Tranque Forestal.

Muestras	Coliformes Totales (%)	Coliformes Fecales (%)
03/11/1999	94,33	98,47
12/05/1999	39,23	93,85

3.4.5 Principales características de la Subcuenca oriente del Tranque Forestal.

Como se describe en la Tabla 3.1 la extensión de esta subcuenca es de 1,1 [km²], con una longitud de 3 [km] y un desnivel máximo de 195 [m]. Estas características, particularmente su desnivel, conllevan a que presente una densidad de población sensiblemente mayor a la de la subcuenca sur, es decir, un desnivel menor se traduce en quebradas con pendientes menos pronunciadas y por ende con mayor factibilidad de ser habitadas. Tanto es así, que pese a que posee sólo un 27,36% de la superficie total de la cuenca, presenta el 82,91% de la población

total de la misma (densidad de 48,36 [hab/ha]). Este hecho se manifiesta, como es lógico, con un apreciable aporte de aguas residuales domiciliarias las que son corroboradas al analizar las cargas presentadas en la Tabla 3.4. Es más, la cantidad de viviendas estimadas que presentan déficit de alcantarillado asciende a 309.

Sin embargo, es posible estimar un factor de escorrentía de gran influencia en la potencial contaminación que sus aguas presentan para el tranque en cuestión. Se estima un factor de escorrentía para las aguas residuales (éste coeficiente es sólo para las aguas residuales y no para las de origen fluvial) de la subcuenca oriente de 0,28, es decir, del 100% del agua residual sólo un 28% toma contacto con el curso natural de agua. Dicho factor se estimó tomando en cuenta las siguientes características del suelo y del vertido del agua residual:

Las viviendas que potencialmente podrían verter directamente o muy cerca al curso natural son una minoría respecto del total de la subcuenca. Este hecho queda de manifiesto tan solo con una inspección visual del terreno y responde al cuidado de los pobladores en no edificar muy cerca del lecho, debido a que este experimenta crecidas de considerable magnitud presentando un potencial peligro para sus hogares.

Existe considerable vegetación tanto en las laderas de los cerros como en el lecho del curso natural de agua. Esto permite algún grado de depuración del agua residual antes de ponerse en contacto con el agua natural, además de un mayor y mejor drenaje en el suelo. Esto último, debido a que por un lado los vegetales lo ocuparán como nutriente y por otro a que la cubierta vegetal es mucho más permeable que el suelo natural, compuesto principalmente por arcilla.

La subcuenca oriente, al tener poco desnivel, posee una mayor área expuesta a la radiación solar, fenómeno que se traduce en una estabilización de sus nutrientes en tierra (antes de llegar al curso natural de agua). Dicha estabilización se debería entonces a la evaporación de las aguas (altas temperatura en primavera, verano y parte del otoño) y/o por el aumento de infiltración producto de la cubierta vegetal, en conjunto con la acción degradativa de los microorganismos que normalmente habitan el suelo.

Las descargas son normalmente intermitentes y puntuales presentando por lo tanto bajos periodos de saturación del suelo y por ende una mayor capacidad de infiltración de este.

Cabe señalar que esta subcuenca ha presentado, con el correr de los años, un número apreciable de crecidas que la han dejado, en más de una oportunidad, aislada en varios sectores⁵. Estos hechos concuerdan (en magnitud aparente) con los cálculos y estimaciones de los caudales máximos de diseño presentados en el apartado 4.2 (por ejemplo, 4,96 [m³/s]).

3.4.6 Principales características de la Subcuenca sur del Tranque Forestal.

Como se ha señalado, esta subcuenca representa el 72,64% de la superficie total de la cuenca, su densidad de población es de 2,34 [hab/ha] y posee un desnivel máximo de 285 [m]. Con lo anterior y con ayuda del apartado 3.4.5 es posible concluir que el desnivel, principalmente en su punto geográfico más bajo, confiere la baja densidad a esta subcuenca.

Con respecto al aporte de nutrientes de sus aguas es de esperar que siga siendo bajo, ya que si se analizan los valores de la Tabla 3.4 y la Lámina N° 1 del Apéndice L, es posible observar la gran distancia que existe entre las viviendas y el curso natural de agua esto, sumado a los relativamente bajos flujos esperados de cada vivienda (suponiendo un volumen *per capita* de 200 [L/hab*d] y un número de 4,3 personas por inmueble, es de esperar un volumen de aguas residuales domésticas por vivienda de 35,83 [L/h]). Bajo esta perspectiva y hablando sólo en términos del coeficiente de escorrentía cabría esperar, por lo tanto, uno con un valor cercano a cero. Se atribuye el hecho anterior principalmente al efecto distancia-caudal, es decir, una gran distancia recorrida por varios pequeños flujos de aguas residuales lo que acentúa de

⁵ Comunicación Personal,

sobremanera los efectos y fenómenos (de la escorrentía) descritos en el apartado anterior (favoreciendo la infiltración y evaporación). Es más cabe señalar que con una inspección visual del terreno es posible corroborar que normalmente no existe contacto directo entre el agua residual y la propia del curso natural.

No obstante lo anterior, es de esperar de este sector un mayor crecimiento que el esperado para la subcuenca Oriente y particularmente, un mayor crecimiento en términos de familias con irregularidades en cuanto al título del terreno en el que va a habitar. Se presume tal situación debido a la existencia de planicies desocupadas en las cuales las pendientes no son tan acentuadas y por el historial de asentamientos irregulares del sector.

Por último es importante hacer notar que existen datos históricos de crecidas de tal magnitud que provocan la inundación de gran parte del sector comprendido por las cotas más bajas de la cuenca.

3.4.7 Principales características de la Subcuenca Norte del Tranque Forestal.

Se definirá como subcuenca Norte a la cuenca limitada superiormente por el Tranque Forestal e inferiormente por la entrada de la Quinta Vergara, punto en el cual se fusionan las aguas provenientes de la cuenca en cuestión con las provenientes de las de la Quinta Vergara, para desembocar más tarde a un costado del Hotel O'Higgins (ver Lámina N° 1 del Apéndice L). Sus características geográficas básicas son: una longitud de 1,5 [km], una superficie de 0,183 [km]² y un desnivel de 110 [m].

Respecto de su flora es destacable la presencia de vegetación densa con abundancia de arbustos de mediano tamaño, palmeras y eucaliptos de considerables dimensiones. Esta flora es una consecuencia directa de la fuerte pendiente y la marcada angostura de la cuenca, estas características permiten que el agua evaporada perdure más tiempo al interior de la cuenca aumentando la humedad relativa y en consecuencia, la vida vegetal.

Es posible observar, en el transcurso de toda la subcuenca, las siguientes obras civiles:

Desarenadores⁶: 1) Tipo pantalla curva hacia el flujo, con una capacidad máxima de embanque igual a 4000 [m³] y con una superficie máxima utilizable de 685 [m²]. y 2) Tipo pantalla recta, con una capacidad máxima de embanque igual a 1200 [m³] y con una superficie máxima utilizable de 420 [m²].

Canalización del curso de agua (sector de “potrerillos”) mediante canal abierto de mampostería de piedra y hormigón (sección de 2,5 por 2 [m²]).

Por último cabe mencionar que en la zona baja de esta subcuenca se presenta una planicie (sector de potrerillos) en la cual se desarrollan algunas actividades culturales de importancia para la comuna tales como: Feria Internacional de Artesanía, exposiciones varias, etc.

3.5 Conclusiones generales del diagnóstico.

A continuación se expondrán las colusiones derivadas de la caracterización de la cuenca hidrográfica del Tranque Forestal.

⁶ Comunicación Personal, Sra. Maricarmen Arranz.

La colmatación es el fenómeno más importante asociado a las características de eutroficación descritas en el apartado 3.4.4.2. Si bien es cierto existe efectivamente un aporte externo de nutrientes, estos últimos se encuentran fuertemente limitados por fósforo (ver los resultados de los análisis de calidad de agua descritos en las Tablas D-1 y D-5 del apéndice D). El equilibrio fósforo/nitrógeno/carbono orgánico (P/N/C) es fundamental para el desarrollo de la vida y en particular para el crecimiento de bacterias, hongos y algas. La relación P/N observada en los sedimentos del Tranque (a saber $1,61 \cdot 10^{-4}$) es indicadora entonces, de un bajo crecimiento microbiano en este estrato y más aún en el seno del líquido, debido básicamente, a la precipitación del fósforo (formando complejos con metales, fundamentalmente fierro) por la condición neutra-alcalina de las aguas (pH promedio de 7,65). Otros factores importantes para negar la hipótesis de eutroficación por exceso de nutrientes externos son:

La ausencia de termoclina (como lo describe la Tabla D-7 del Apéndice D). Se define como termoclina el descenso en la temperatura de 1 [°C] por metro de profundidad.

La observación de concentraciones relativamente altas de oxígeno disuelto en las aguas (a saber un promedio de 4,96 [mg/l] con un promedio de temperatura ambiente de 12,3 [°C]).

Color café de las aguas, en contraste con el verde o negro típicos de cuerpos de agua eutrofificados.

Los niveles actuales de remoción de coliformes, descritos en la Tabla 3.5, producto fundamentalmente de las condiciones microambientales presentes en el Tranque y cuyos mecanismos principales de acción son: condición ambiental desfavorable para el crecimiento, bajas concentraciones de fósforo (nutriente limitante), pH neutro y relativamente buena radiación solar.

Con lo recién expuesto, es posible definir al Tranque Forestal como un cuerpo de agua con características limnológicas invernales estables y que cuya estabilidad es muy sensible a las diferencias en las cargas de fósforo que ingresan a él. Cabe señalar que un aumento en la carga

de ingreso de este nutriente provocaría una activación instantánea de la flora microbilógica con las consecuencias directas de este fenómeno (estratificación térmica producto de la formación de una termoclina, mayores concentraciones de algas, producción de metano, mercaptanos y eventualmente H_2S , y por ende mayor turbidez, emanación de olores desagradables y crecimiento, aún mayor, de plantas emergentes). La afirmación anterior ha quedado demostrada con la muerte masiva de peces observada el día 25/octubre/1999, fenómeno atribuido al drástico descenso de los niveles de oxígeno disuelto en las aguas del Tranque. Dicho déficit (en oxígeno) es consecuencia del ingreso de un pulso considerable de aguas residuales domiciliarias al interior del tranque (en particular del nutriente fósforo antes mencionado) producto de la rotura de la cámara de alcantarillado público (descrita en la Lámina N° 2 del Apéndice L) y situada en el extremo inferior de la subcuenca oriente (a aproximadamente 10 [m] de la avenida El Sol y unos 170 [m] de la entrada al Tranque Forestal). Cabe señalar que el descenso de oxígeno es producto del importante desarrollo bacteriano asociado a la mayor disponibilidad de nutrientes y que tiene por consecuencia un consumo de oxígeno mayor que el que puede ser suministrado físicamente por solubilización del presente en el aire circundante.

Mediante la inspección de los resultados descritos en el apartado 3.4 (análisis de aguas y estimación de la población del sector que es potencialmente incidente en la calidad de las aguas naturales de la cuenca, es decir, la población carente del recurso alcantarillado) se concluye lo siguiente:

No es aceptable la hipótesis inicial "elevado grado de contaminación de las aguas presentes en las subcuencas del Tranque Forestal" debido al hecho de constatar en terreno una cobertura de alcantarillado mayor a la estimada al comienzo de la presente tesis. Sin embargo, es necesario destacar que con el importante y sostenido crecimiento poblacional (con toda la urbanización asociada a éste), aumenta también el riesgo de deterioro de la infraestructura sanitaria y consecuentemente el riesgo potencial del vertido de sus aguas y residuos sólidos al curso natural.

Efectivamente es la subcuenca oriente la que prácticamente aporta la totalidad de nutrientes derivados de aguas residuales domiciliarias. Sin embargo es de esperar, como ya se indicó, que la subcuenca sur experimente un crecimiento relativo mucho mayor en los próximos años y en consecuencia que su aporte de aguas residuales también aumente, incidiendo entonces en la calidad del agua de origen natural.

La erosión de ambas subcuencas es determinante en la calidad del agua del Tranque Forestal, debido a que este fenómeno contribuye directamente a la colmatación observada en el mismo, condición decisiva en las características de eutroficación.

Por otro lado, gran parte de los alrededores del Tranque Forestal (llámese alrededores a las cotas bajas de la cuenca hidrográfica de éste) se encuentran con un riesgo inherente importante de inundación. Se afirma lo anterior sobre la base de los siguientes hechos:

1) Los niveles de sedimentos alcanzados en el Tranque son límites, quedando de manifiesto en la batimetría descrita en el apartado 3.4.4.2 y esquematizados en la Lámina N° 2 del Apéndice L. Se define como límite a la situación en la cual un cuerpo de agua ha perdido en forma importante su capacidad de amortiguamiento frente a crecidas provocadas por las precipitaciones. Según el Sr. Pedro Kaman⁷, la capacidad de amortiguamiento del Tranque Forestal ya fue excedida y es producto de la irracional disminución de su espejo de agua y profundidad -“como recomendación general, se señala la necesidad de no disminuir el área de almacenamiento del Tranque Forestal, ya que ello implicaría restarle capacidad de amortiguador de crecidas, aumentando el caudal de salida del tranque, lo que perjudicaría a las obras ubicadas aguas abajo, en particular las obras de retención de aguas lluvias existentes en el sector de la Quinta Vergara (potrerrillos)”-. Por último este hecho ha quedado de manifiesto en la crecida observada en el año 1997 alcanzando la cota máxima de almacenamiento y

⁷ Comunicación Personal, Don Pedro Kaman

poniendo en riesgo a un importante número de personas cuyos domicilios se encuentran en cotas inferiores a la descrita.

2) El sistema de evacuación de aguas lluvias de la cuenca hidrográfica del Tranque Forestal no es capaz de canalizar los caudales fluviales, presentando crecidas descontroladas con inundación de zonas aledañas a los canales de evacuación. Canales construidos justamente con el fin de canalizar las aguas lluvias provenientes de las cuencas oriente y sur y depositarlas en el citado tranque.

En síntesis, existe la posibilidad de utilizar los terrenos aledaños al Tranque Forestal como fuente de beneficio social, sin embargo, para ello es necesario mejorar el sistema de evacuación de aguas lluvias, dragar el Tranque, elaborar un plan de manejo para los sólidos erosionados de toda la cuenca hidrográfica y detener el ingreso de fracciones de aguas residuales domiciliarias a su interior o en su defecto evitar que la población tome contacto con estas.

4 Bases de diseño para el proyecto.

Este apartado tiene el objeto de entregar los parámetros básicos para la selección y dimensionamiento de las soluciones técnicas más adecuadas para el proyecto.

De entre los parámetros básicos de diseño los que presentan una mayor relevancia para el proyecto son:

<p>Terreno disponible para el emplazamiento de equipos y estructuras.</p> <p>Caudal esperado, en régimen pluvial extremo, afluente al Tranque Forestal (caudal máximo esperado).</p> <p>Horizonte del proyecto.</p> <p>Caudal base, actual y esperado, afluente al Tranque Forestal (caudal promedio mínimo).</p> <p>Concentración base y esperada de DBO en el afluente al Tranque (se evalúa la DBO debido a su representatividad en la contaminación de aguas).</p> <p>Cantidad de sólidos esperados al final de las subcuencas hidrográficas del Tanque Forestal.</p>

Cabe señalar que se denomina como variable esperada al valor que adopte ésta en algún tiempo futuro prefijado, generalmente el momento que fijará dicha variable será el horizonte del proyecto.

La totalidad de los parámetros recién expuestos y sus metodologías respectivas de cálculo serán descritos en los siguientes apartados.

4.1 Ubicación de la planta.

El terreno disponible a utilizar, para los fines del proyecto, es el comprendido por el área señalada en la Lámina N° 2 del Apéndice L, con una superficie total estimada de 15700 [m²].

Con respecto a los terrenos en cuestión cabe señalar que:

1. Éstos son considerados como áreas no habitables por el actual plan regulador de la I. Municipalidad de Viña del Mar.
2. Que se encuentran conformados básicamente por material erosionado de las subcuencas sur y oriente (grava).
3. Que se encuentran contemplados como áreas verdes dentro del proyecto de parques urbanos (sector Forestal) del SERVIU que actualmente se encuentra en obra.

4.2 Caudales instantáneos máximos confluentes al Tranque Forestal.

En el caso de proyectos emplazados en las cotas inferiores de alguna cuenca hidrográfica, los caudales máximos esperados son variables decisivas y de fundamental importancia a la hora de proyectar las dimensiones de las instalaciones, particularmente las obras civiles involucradas. La razón de la afirmación anterior se basa en que sólo conociendo la magnitud de los caudales esperados derivados de las precipitaciones (escorrentía) es posible dimensionar su canalización que, en muchos casos, es la variable más importante en términos de costos y de riesgos para la seguridad pública. Dado su carácter heterogéneo (depende estrictamente del clima) la cuantificación de dichos caudales dista mucho de ser sencilla y debe tomar en cuenta una gran cantidad de factores, los que a grandes rasgos, pueden ser sintetizados como: los

involucrados en un análisis estadístico de la mayor cantidad de precipitaciones registradas en la zona, los definidos por las características geomorfológicas de la cuenca y los derivados del objetivo de las instalaciones proyectadas. El protocolo de análisis, las estimaciones y algunos ejemplos de cálculo para la estimación de los caudales máximos a concurrir en el Tranque Forestal son descritos en el Apéndice E y sus resultados descritos en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Caudales máximos instantáneos de diseño para las subcuencas del Tranque Forestal.

	Periodo de Retorno (años)					
	2	5	10	20	25	50
Caudal Subcuenca Oriente [m³/s]	1,748	2,611	3,265	3,954	4,194	4,943
Caudal Subcuenca Sur [m³/s]	2,733	4,084	5,106	6,184	6,560	7,732

Se fijará como periodo de retorno para el proyecto 25 años, vale decir, se espera una probabilidad de excedencia para los caudales de diseño de un 4 %. Se diseñará con este nivel de confianza (considerado como alto) debido a los riesgos que involucra, tanto para la población como para las instalaciones aledañas a los cauces, una crecida descontrolada con consecuencias de inundación. Tal situación queda de manifiesto con el análisis de crecidas presentado en el Apéndice E (Apartado E.3), en el cual se concluye que para un periodo de retorno de sólo 10 años el sistema de evacuación actual de aguas lluvias de la subcuenca sur colapsa presentando inundación, específicamente, en el primer trecho del canal conductor. Se estimó dicha crecida en 30 [cm] sobre la cota de coronamiento del canal, inundando gran parte del complejo deportivo construido a un costado del mismo (ver Lámina N° 2 del Apéndice L).

4.3 Distribución actual y futura de los caudales afluentes al Tranque Forestal y sus respectivas calidades de agua.

4.3.1 Situación actual.

Se estima un valor actual promedio de aguas residuales domiciliarias vertidas directamente al curso de agua natural de 3,1 [m³/h], con una carga promedio de 180 [mg DBO/L]. Dicha estimación responde a las siguientes suposiciones y observaciones:

De la población total catalogada como pobre e incidente en la cuenca (3671 personas) se estima que el 36,2 % no posee alcantarillado (1329 personas). La cantidad de personas sin alcantarillado se calculó como la cantidad observada de viviendas sin la infraestructura en cuestión (309 viviendas, en la subcuenca Oriente) por la cantidad promedio de personas por vivienda (4,3 personas/vivienda).

Se estima una dotación promedio de 200 [L/hab*día], por lo tanto un caudal bruto de 11,08 [m³/h].

Se estima un factor de escorrentía (del agua residual) de 0,28 (estimado básicamente por la lejanía de las viviendas en cuestión, el tipo de terreno, las áreas con vegetación, etc.) y por lo tanto, un caudal de 3,1 [m³/h].

La concentración de DBO se asume igual al promedio observado a la salida del cauce Simón Bolívar, luego de su monitoreo por parte de la Empresa Sanitaria Valparaíso S.A. (ESVAL) entre enero de 1998 y enero de 1999. Se asume dicho valor como representativo debido a que dicho cauce colecta las aguas servidas de gran parte del sector de Forestal. Los resultados totales de dicho monitoreo se encuentran en el Apéndice F.

El caudal base promedio de agua natural se estima como la diferencia entre el caudal promedio total medido y el caudal promedio estimado para el vertido de aguas residuales

domiciliarias, es decir, 14,9 [m³/h] y su DBO como la mínima observada entre las aguas de las dos subcuencas (2 [mg DBO/L]).

4.3.2 Situación proyectada al horizonte del proyecto.

Debido a la a la clara tendencia seca del clima en los últimos años se postula la formulación del proyecto con un horizonte de 10 años. Se hace referencia a la tendencia del clima debido a que este factor afecta de sobremanera cualquier decisión adoptada en el proyecto. Este hecho se sensibiliza aún más al observar la envergadura de los caudales máximos de diseño (descritos en la Tabla 4.1) y por ende, las obras civiles involucradas.

La estimación de caudales de diseño para el horizonte del proyecto y sus respectivas concentraciones de DBO responden a las siguientes suposiciones y observaciones:

Como se ha mencionado anteriormente se asume una tasa de crecimiento poblacional de 4,5 % anual.

Se asume el modelo de crecimiento poblacional⁸ descrito por la Ecuación 4-1. Bajo este modelo el promedio de la población (clasificada como pobre e incidente en los cursos de agua) proyectada para el año 2010 será de 5701 personas. Estimando el mismo porcentaje de carencia de alcantarillado descrito para al año 1999 (36,2%) la población sin alcantarillado proyectada será de 2063 personas.

$$P = P_0 * \left(1 + \frac{D}{100}\right)^n$$

Ecuación 4-1

⁸ Comunicación Personal, Don Patricio Oportus.

Donde:

P = Población proyectada.

P_0 = Población actual.

D = Tasa de crecimiento anual.

N = Número de años para la proyección.

Se asume el mismo porcentaje de carencia de alcantarillado (observado para el año 1999), ya que se presume que el aumento de la cobertura, producto del crecimiento poblacional controlado, será compensado por los asentamientos irregulares que obviamente no presentarán la infraestructura en cuestión.

Se asume el mismo coeficiente de escorrentía adoptado para el cálculo de los caudales del año 1999, debido a que se presume que los nuevos asentamientos se establecerán en las lomas de los cerros, relativamente lejos de los cursos de agua naturales.

Se asume la misma generación de agua residual (200[L/hab*día]).

Con lo anterior es posible estimar un caudal de agua residual vertida al curso natural de 4,82 [m³/h].

La concentración de la DBO estimada será de 180 [mg/l].

El caudal base de agua natural su supondrá constante en el tiempo, por lo tanto, se estima un caudal base para el año 2010 de 14,9 [m³/h].

Además de lo anterior se contempla un nuevo caudal producto del deterioro de la infraestructura sanitaria; este caudal se estima de 4 [m³/h] con una concentración de DBO de 180 [mg/l].

Con todo lo anterior es posible suponer una carga de 38,8 [kg DBO/día] y una concentración de DBO en el efluente de la cuenca hidrográfica (con un caudal de aproximadamente 24 [m³/h]) de 67,4 [mg/l].

4.3.3 Estimación de la cantidad de arena acumulada en el extremo inferior de la cuenca hidrográfica del Tranque Forestal.

El objetivo de este apartado es entregar los antecedentes y parámetros básicos necesarios para el posterior desarrollo del plan de manejo de sólidos (erosionados y/o de origen público) arrastrados hasta la zona inferior de las subcuencas del Tranque Forestal. Tanto la metodología empleada, como los cálculos y estimaciones para cuantificar dichos parámetros se encuentran descritos en el apéndice I. Los valores más trascendentes para el proyecto son los presentados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Cuantificación de sólidos arrastrados por la escorrentía hasta las cotas inferiores de las subcuencas del Tranque Forestal.

Subcuenca Oriente	
Áridos arrastrados [m ³ arena/m ³ agua]	3,29*10 ⁻³
Sólidos no áridos arrastrados [m ³ sólidos/m ³ agua]	8,36*10 ⁻⁵
Cantidad total anual de arena esperada [m ³ arena/año]	1963,5
Subcuenca Sur	
Sólidos no áridos arrastrados [m ³ arena/m ³ agua]	6,31*10 ⁻³

Cantidad total anual de arena esperada [m ³ arena/año]	4962,3
---	--------

5 Síntesis y selección de alternativas.

En este capítulo se hace una síntesis y un análisis de las alternativas de tratamiento más apropiadas para el tratamiento de aguas contaminadas con residuos de tipo domiciliario. En el apartado referente a los tratamientos secundarios se hace una división entre tratamientos convencionales, que corresponden a los tratamientos habitualmente empleados en el tratamiento de aguas residuales, y los no convencionales que hacen referencia a métodos que además de utilizar bacterias o microalgas incorporan en sus tecnologías las bondades que ofrecen algunos macrófitos y/o el suelo como soporte básico. Como uno de los objetivos específicos de este proyecto es el desarrollo de una metodología para el manejo y tratamiento de cuerpos de agua con características similares a las del Tranque Forestal, se pretenderá abordar los sistemas de tratamiento más comunes, con sus bondades y desventajas de mayor importancia, esperando así que este capítulo sea una guía para el lector.

La Figura 5-1 muestra un esquema de las dos etapas principales y necesarias de realizar para tratar el afluente al Tranque Forestal, enumerándose además, dentro de cada una de ellas, sus principales alternativas.

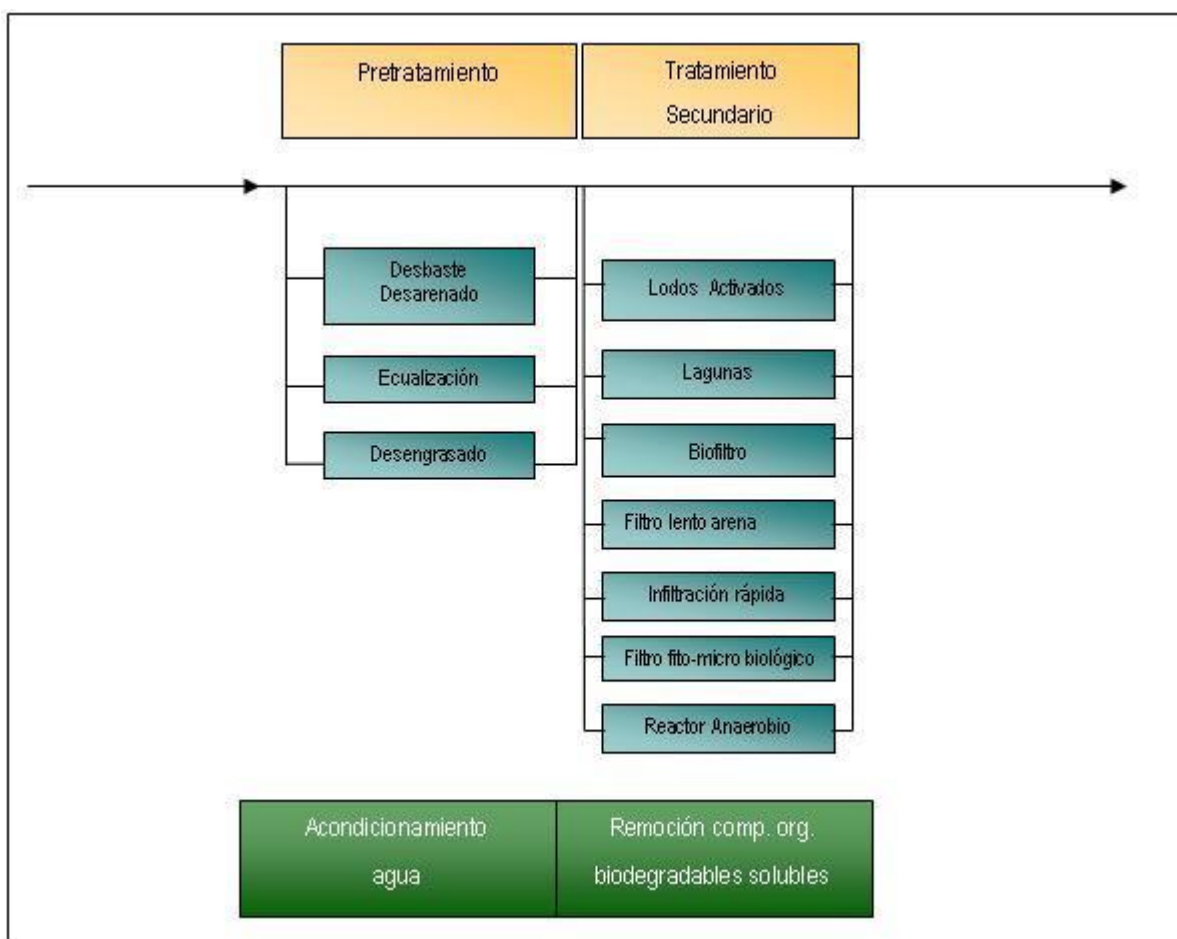
Después de analizar las distintas alternativas de tratamiento se seleccionó para la etapa de pretratamiento las siguientes estructuras:

1. Cámara de rejas manual para el desbaste y un desarenador de flujo horizontal para el efluente de la subcuenca oriente.
2. Desarenador convexo hacia el flujo tipo dique o pantalla para el efluente de la subcuenca sur.

Con respecto a la etapa de tratamiento secundario se seleccionó un filtro fito-microbiológico.

Para la recuperación del Tranque Forestal en sí se plantea emplear, además de la limitación del ingreso descontrolado de nutrientes, la autodepuración, potenciada con la remoción de los sedimentos acumulados en su interior. Cabe señalar que no se ocupará dicho tranque, como lugar físico de tratamiento, debido a que el proyecto contempla su potencial utilización como recurso recreacional.

Figura 5-1: Esquema resumen de las alternativas de tratamiento más adecuadas para el control del ingreso de nutrientes al Tranque Forestal.



5.1 Etapa de pretratamiento.

Se definen como sistemas de pretratamiento a aquellas etapas, utilizadas en el proceso de depuración, en donde el objeto de las mismas es la eliminación de los constituyentes sólidos de gran tamaño presentes en el afluente a tratar (arenas, plásticos, materia fecal, grasa, etc.) y que cuya presencia puede provocar problemas de mantenimiento y/o funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares para el tratamiento secundario.

Para realizar estas tareas existen variados equipos, tales como desmenuzadores o dilaceradores (cuchillos que cortan y trozan los sólidos suspendidos hasta cierto nivel), tamices (placas perforadas o mallas metálicas que retienen sólidos), cámara de rejillas (sistema de barras de acero que retiene sólidos gruesos), desarenadores (retención de la arena por sedimentación), estanques de flotación (sistema de burbujeo para separar grasas y sólidos de gran tamaño), estanque de ecualización (controla las variaciones de caudal).

5.1.1 Cámara de rejillas.

El procedimiento más habitual para separar los sólidos gruesos consiste en hacer pasar el agua a través de rejillas de barras con espaciamientos que varían desde 15 a 75 [mm] (Metcalf & Eddy,1995).

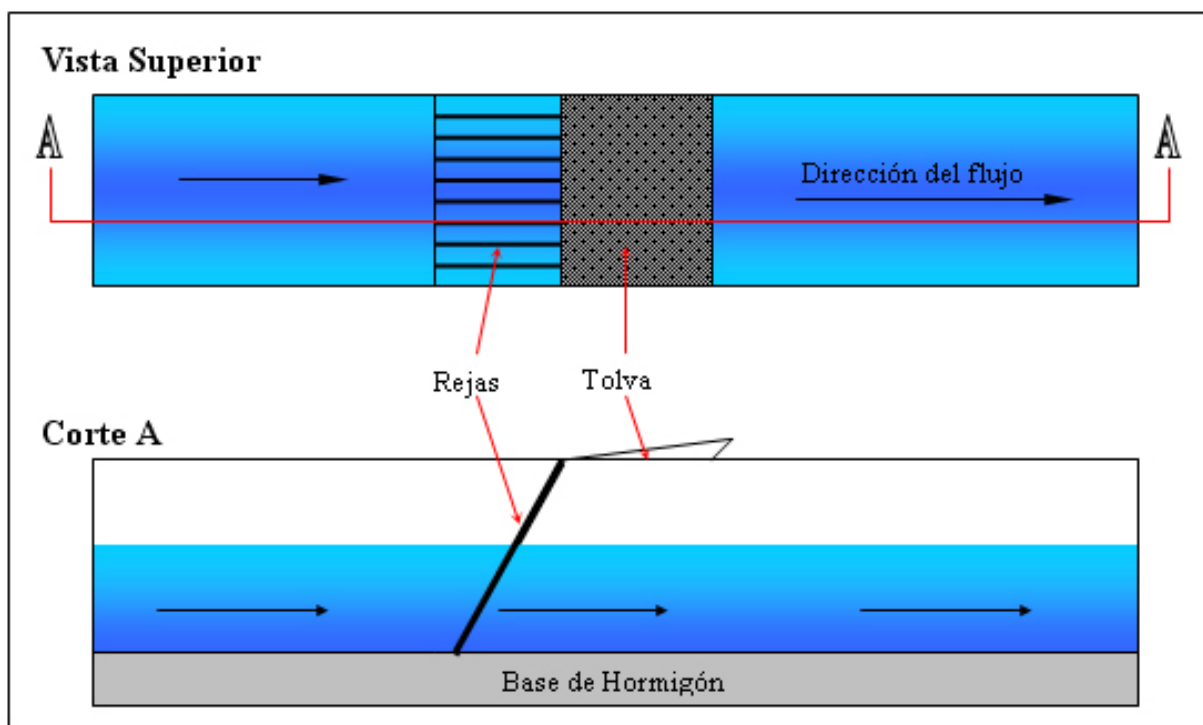
Las barras se instalan con un ángulo de inclinación que varía desde 25 a 82,5 grados con respecto a la vertical, aunque lo normal es que el ángulo sea de 45°. (Metcalf & Eddy,1995; Díaz, J.,1991).

Respecto a la limpieza de la cámara de rejas, existen dos tipos: manual y automática (mecánica). La primera se realiza con un rastrillo, y además posee una placa o tolva con perforaciones que permite acumular y percolar los desechos retenidos temporalmente. La limpieza automática se divide en cuatro tipos: funcionamiento mediante cadenas, rejas de movimiento oscilatorio, catenarias y rejas accionadas mediante cables (Metcalf & Eddy,1995).

Los sólidos retenidos se eliminan incinerándolos o reduciendo su tamaño con trituradoras para, posteriormente, disponerlos en un vertedero o utilizarlos con otros fines (reutilización).

El diseño de la cámara de rejas consiste básicamente en definir el ancho del canal, la altura de líquido, el número de barras, su tamaño e inclinación. Lo anterior se realiza a partir de la velocidad del flujo de líquido, cuyos rangos recomendados son de 0,3 a 0,6 [m/s] para limpieza manual, y entre 0,6 y 1,0 [m/s] para limpieza automática (Metcalf & Eddy,1985). En la Figura 5-2 se muestra un esquema de una cámara de rejas de limpieza manual.

Figura 5-2: Esquema de una cámara de rejas de limpieza manual.



5.1.2 Desarenadores.

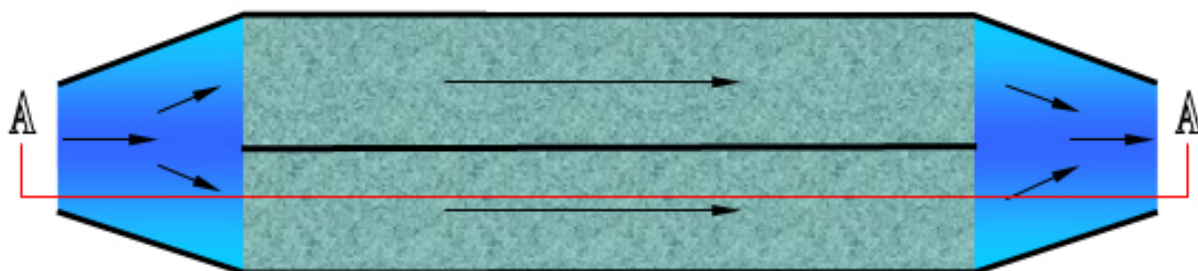
Los desarenadores para cursos de agua naturales generalmente cumplen su función mediante la sedimentación natural de los sólidos favorecida por la expansión del flujo de agua (disminución de su velocidad).

Uno de los tipos desarenadores más utilizado es el denominado canal de flujo horizontal. Este sistema se encuentra diseñado normalmente como grandes canales que, al aumentar el área de sección transversal de flujo, disminuyen la velocidad de las aguas permitiendo así la decantación de los sólidos. En la Figura 5-3 se presenta el esquema de un desarenador de este tipo.

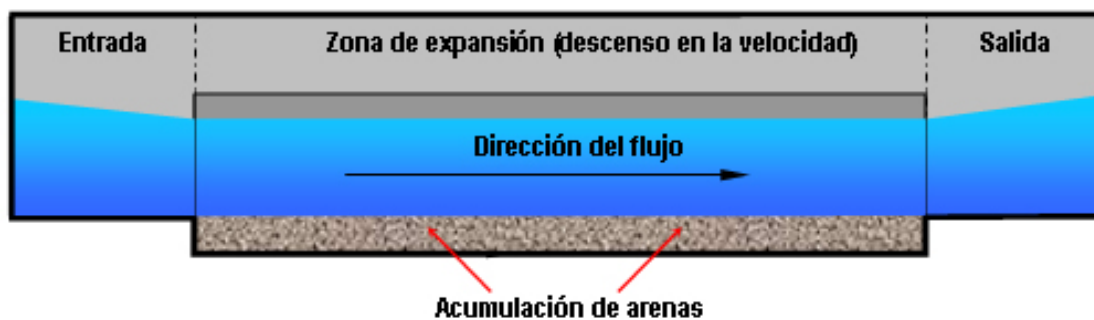
Las variables de diseño más utilizadas para estas estructuras son: 1) la velocidad de las aguas dentro del canal desarenador (cuyo valor recomendado se encuentra dentro del rango de 0,3 a 0,6 [m/s]) y 2) el tiempo de residencia hidráulico (valor que normalmente varía entre 20 a 60 [s]) (Fair, G.,1973). Cabe señalar que el valor de ésta última variable se encuentra fuertemente influenciado por el tamaño de las partículas que deben sedimentar.

Figura 5-3: Esquema de un desarenador tipo flujo horizontal.

Vista Superior



Corte A



La limpieza puede ser manual o mecánica. Para la primera, en general, se recomienda contar con dos o más unidades para realizar la limpieza de una mientras la otra funciona. Se recomienda realizar la limpieza de las unidades cuando se ocupe entre un 50 a 60 % del volumen del espacio de acumulación (Hilleboe, H.,1998).

Respecto de la limpieza mecánica existen variados sistemas, entre los cuales están el empleo de cucharas bivalvas, bombas y cadenas transportadoras con cangilones. La cantidad de arena sedimentada varía según el sistema de alcantarillado y la erosión del suelo, aguas arriba, en el caso de canales abiertos.

Otro sistema de desarenado es el de tipo pantalla o represa. Éste se utiliza principalmente, en cursos de agua naturales, para controlar el flujo de sedimentos en la corriente y amortiguar

crecidas considerables (producto de precipitaciones o deshielos). Tiene como base teórica disminuir la energía cinética de las partículas mediante el choque de estas con una barrera física, además de la expansión del líquido (disminución de su velocidad) por el ensanchamiento natural producido por la pantalla u obstáculo físico. Cabe señalar que su dimensionamiento se encuentra basado esencialmente en la geografía del lugar de emplazamiento y en su mecánica de suelos (fondo de la quebrada), y que su disposición habitualmente es en el extremo inferior de la cuenca a desarenar. En la Figura 5-4 se muestra un desarenador de este tipo

5.1.3 Medidores de caudal.

Si el sistema de tratamiento requiere un control confiable del flujo a tratar, antes o entre alguno de sus procesos, se debe considerar la instalación de un equipo para medir flujo y tomar las providencias necesarias para el control de esta variable.

En general, éstos se clasifican en dos grandes grupos: los de flujo en lámina libre y los de conducción en carga.

En el primer grupo se encuentran los vertederos y los canales de aforo dentro del cual el más conocido y utilizado es el de tipo Parshall (ver Figura 5-5) (Metcalf & Eddy, 1995; W.P.C.F., 1966). En el segundo grupo se encuentran el tubo Pitot, el rotámetro, el tubo Venturi, orificios y tubos de flujo (Metcalf & Eddy, 1995; Streeter, 1996).

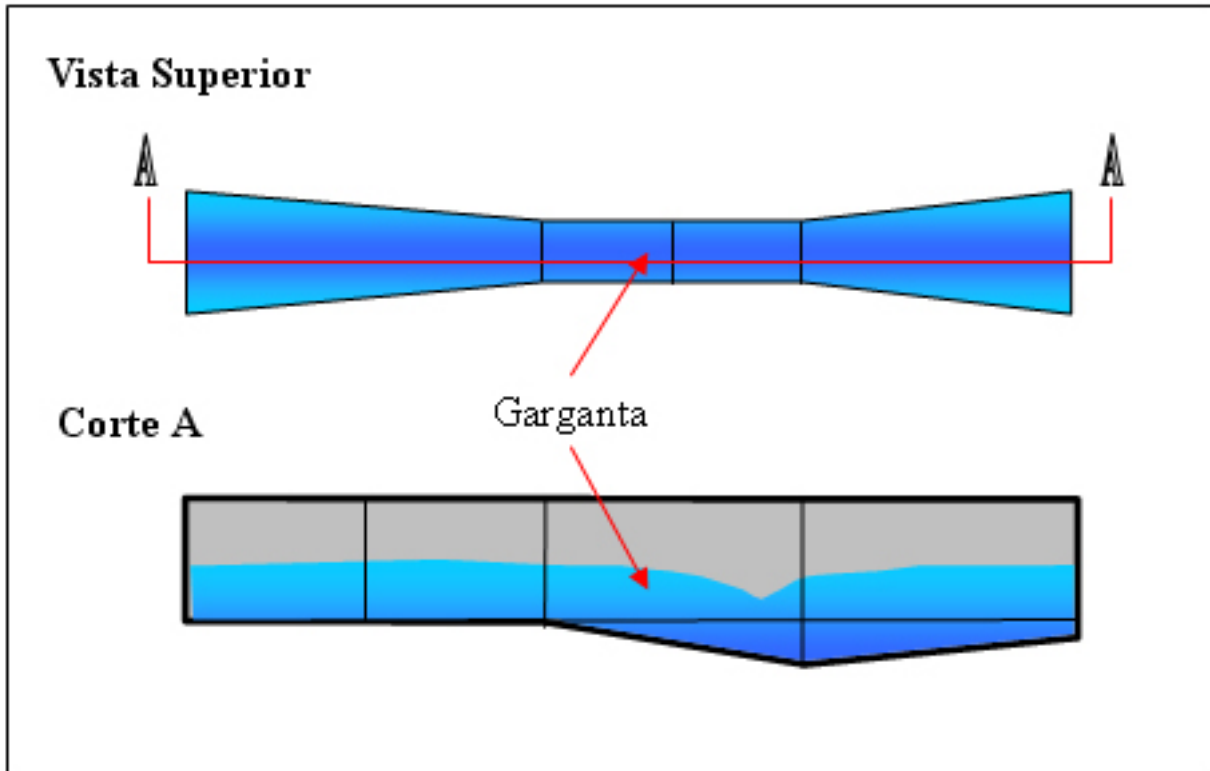
Figura 5-4: Esquema desarenador tipo pantalla.



Vista Lateral



Figura 5-5: Esquema de un medidor de caudal tipo Parshall



5.1.4 Selección de los sistemas de pretratamiento.

Los sistemas de pretratamiento seleccionados son:

Para la subcuenca oriente:

- Cámara de rejas de limpieza manual: se decide su implementación por la presencia de sólidos de gran tamaño (orgánicos e inorgánicos), tales como ramas, neumáticos estufas, cocinas, bolsas plásticas, etc. La selección se encuentra basada en su fácil operación y mantenimiento, además de su menor costo (respecto de los otros separadores).
- Desarenador de flujo horizontal: se decide su implementación por la gran cantidad de sedimentos (fundamentalmente arena y grava). Cabe señalar que dicho sedimento es producto

de la erosión natural del terreno aguas arriba del final de la subcuenca y que este material es el responsable de las características de eutroficación del tranque (mencionadas en el capítulo anterior). Es destacable además, que su presencia alteraría el correcto funcionamiento de cualquier sistema de tratamiento secundario. La selección de este tipo de desarenador se encuentra basada, principalmente, en las características geo-demográficas (gran número de viviendas dispuestas en los fondos de quebradas) y de terreno, características que excluyen un desarenador de tipo pantalla por la necesidad de un mayor espacio y por el aumento de posibles riesgos para la población (alta probabilidad de menores interactuando con la estructura), además de su fácil operación y mantención (se encontraría muy ceca de la avenida El Sol y por ende los costos de limpieza son, relativos a cualquier otro lugar de retención, más bajos).

Para la subcuenca sur se ha considerado la utilización de un desarenador tipo pantalla o represa por las mismas condiciones expresadas en el párrafo anterior. La elección de esta estructura se encuentra basada en la magnitud y calidad de las obras civiles involucradas en el caso de cualquier otra alternativa. Esta condición se encuentra condicionada por:

1. Esta subcuenca presenta caudales punta significativamente mayores que los esperados para la subcuenca oriente.
2. Sus quebradas presentan pendientes de considerable magnitud, lo que se traduce como un mayor volumen de sedimentos arrastrados (la escorrentía desciende con mayor velocidad y por ende mayor poder erosivo). Esta situación haría necesaria la ejecución de un número importante de obras para lograr nivelar el terreno y poder aplicar otro sistema de desarenado.

Como el sistema de tratamiento secundario seleccionado en el apartado 5.2.3 (filtro fito-microbiológico) requiere de un control de flujo, se optará para tal efecto la instalación de un canal Parshall entre el cauce natural (como lo describe Figura 5-12) y la entrada del filtro fito-microbiológico. Se consideró dicha estructura debido a que presenta autonomía energética, bajos costos fijos y de mantención y requiere de una operación no especializada. Cabe señalar que la implementación de un control de caudal evita, por

aumentos repentinos y considerables del afluente, posibles daños en el sistema de tratamiento secundario.

5.2 Sistemas de tratamiento secundario.

El tratamiento secundario es el proceso necesario de realizar para disminuir, fundamentalmente, la materia orgánica soluble y biodegradable. Este proceso se lleva a cabo (generalmente) mediante mecanismos biológicos, es decir, por la utilización de microorganismos como agentes depuradores.

En general, los sistemas de tratamiento secundario se clasifican de distintas formas, las que normalmente se basan en: la utilización de oxígeno como nutriente (aerobios y/o anaerobios), la disposición de los microorganismos (sistemas de biomasa suspendida y/o de biomasa fija), y la utilización del recurso suelo como soporte (sistemas convencionales y sistemas no convencionales).

El objetivo de estos sistemas de tratamiento es, como ya se mencionó, estabilizar la materia orgánica contenida en el agua residual, en conjunto con algunos compuestos disueltos tales como NO_3 , SO_4 , PO_4 , etc (ver Tabla 2.1). En el caso del agua residual doméstica, el principal objetivo es la reducción de la materia orgánica presente y la eliminación de nutrientes como el fósforo o el nitrógeno. En el caso de las aguas residuales industriales, el principal objetivo es la reducción de la concentración de compuestos tanto orgánicos como inorgánicos (Metcalf & Eddy, 1995).

Algunos estudios (Byres, *et al.* 1987) consideran que la máxima reducción biológica de sólidos posibles en aguas residuales domiciliarias es cerca de un 80%, considerando que un 20% de la masa celular sería inerte o no biodegradable.

5.2.1 Sistemas de tratamiento convencionales

5.2.1.1 Tratamiento convencional aerobio de aguas residuales.

Sistema de lodo activado

Consiste en un reactor denominado comúnmente tanque de oxidación, donde se mantiene un cultivo bacteriano aerobio en suspensión en el agua residual a tratar. Es un proceso biológico de contacto, es decir, microorganismos vivos y sólidos orgánicos se mezclan en un medio ambiente propicio para la degradación aerobia (Hilleboe, H. 1998). El ambiente aerobio en el reactor se logra mediante el uso de difusores o aireadores mecánicos, lo que permite que las bacterias facultativas y las aerobias consuman la materia orgánica sintetizando a cambio nuevas células. Una pequeña fracción de la materia orgánica residual es oxidada hasta compuestos de bajo nivel energético como NO_3 , SO_4 y CO_2 ; el resto es sintetizado en nueva materia celular (Metcalf & Eddy, 1985). La corriente que sale del reactor es enviada a un sedimentador donde se separan los lodos del agua tratada. Estos sedimentadores normalmente se clasifican por la forma: circulares, cuadrados, rectangulares, etc. Para mantener una alta concentración de bacterias en el reactor se recirculan parcialmente los lodos. En la Tabla 5.1 se presentan las principales características operacionales de los distintos tipos de sistemas de lodos activados (WEF, 1992; Metcalf & Eddy, 1995).

Tabla 5.1: Principales tipos de lodos activados y sus características.

PROCESO	TIPO DE FLUJO	SISTEMA DE AIREACIÓN	EFICIENCIA DE REMOCIÓN (% DBO)	OBSERVACIONES

Convencional	Flujo pistón	Difusores de aire Aireación mecánica	85-95%	Utilizado para aguas residuales domésticas de baja concentración. Proceso susceptible a cargas de choque.
Mezcla completa	Mezcla completa	Difusores de aire Aireación mecánica	85-95%	Utilizado en aplicaciones generales (aguas domésticas e industriales). El proceso es resistente frente a cargas de choque, pero es susceptible al desarrollo de crecimiento de organismos filamentosos
Aireación graduada	Flujo pistón	Difusores de aire	85-95%	A lo largo de la longitud del canal se aplican caudales de aireación diferentes.
Alimentación escalonada	Flujo pistón	Difusores de aire	85-95%	Utilizados en aplicaciones generales y en un amplio campo de tipos de aguas residuales.
Aireación modificada	Flujo pistón	Difusores de aire	60-75%	Utilizado para conseguir grados intermedios de tratamiento cuando la presencia de tejido celular en el efluente es aceptable.
Estabilización por contacto	Flujo pistón	Difusores de aire Aireación	80-90%	Utilizado para la ampliación de sistemas existentes, plantas prefabricadas.

		mecánica		
Aireación extendida	Mezcla completa	Difusores de aire Aireación mecánica	75-95%	Utilizado en pequeñas comunidades, plantas prefabricadas. Proceso flexible, fácilmente modificable ante cambios en las condiciones del efluente.
Aireación alta tasa	Mezcla completa	Aireación mecánica	75-90%	Utilizado para aplicaciones generales con aireadores de turbina para transferir el oxígeno y controlar el tamaño de los flóculos.
Sistema de O ₂ puro	Mezcla completa reactores en serie	O ₂ puro con dispersión mecánica	85-95%	Utilizado en aplicaciones generales cuando se dispone de un espacio limitado. El proceso es resistente frente a cargas másicas.

El sistema de lodo activado más adecuado para el presente proyecto es el mostrado en la Figura 5-6 (de aireación extendida), debido básicamente a que presenta un excelente comportamiento en condiciones de baja carga, es destacable su baja producción de lodos (por la estabilización de estos a través del fenómeno de respiración endógena), sus buenos rendimientos de depuración, requiere preparaciones mínimas del terreno a utilizar, alta demanda de oxígeno y presenta una buena respuesta frente a variaciones de caudal y carga moderadas (E.P.A.,1992). Sin perjuicio de lo anterior a continuación se nombran algunas ventajas y desventajas de este sistema (E.P.A.,1992).

Ventajas:

Producción de lodos más baja que cualquier otro sistema de lodo activado.

Se logra una alta calidad de efluente (85 a 95 % remoción de DBO₅ y SS).

Favorable confiabilidad con suficiente atención del operador.

Probable nitrificación a temperaturas de aguas residuales mayores a 15[°C].

Relativamente mínimos requerimientos de terreno.

Puede soportar moderados choques de carga hidráulica con mínimos problemas.

Desventajas:

Altos consumos de potencia y costos de energía en comparación con los sistemas no convencionales descritos más adelante en este capítulo.

Relativamente altos costos de mantención, además se requiere de un operador capacitado para su normal operación.

Susceptible a la presencia en el efluente de niveles altos de sólidos suspendidos y DBO, ocasionado por altas variaciones en el flujo.

Posibilidad de pobre sedimentabilidad de los sólidos suspendidos del licor de mezcla (MLSS), debido a la formación de flóculos pequeños por falta de algún nutriente (nitrógeno o fósforo fundamentalmente).

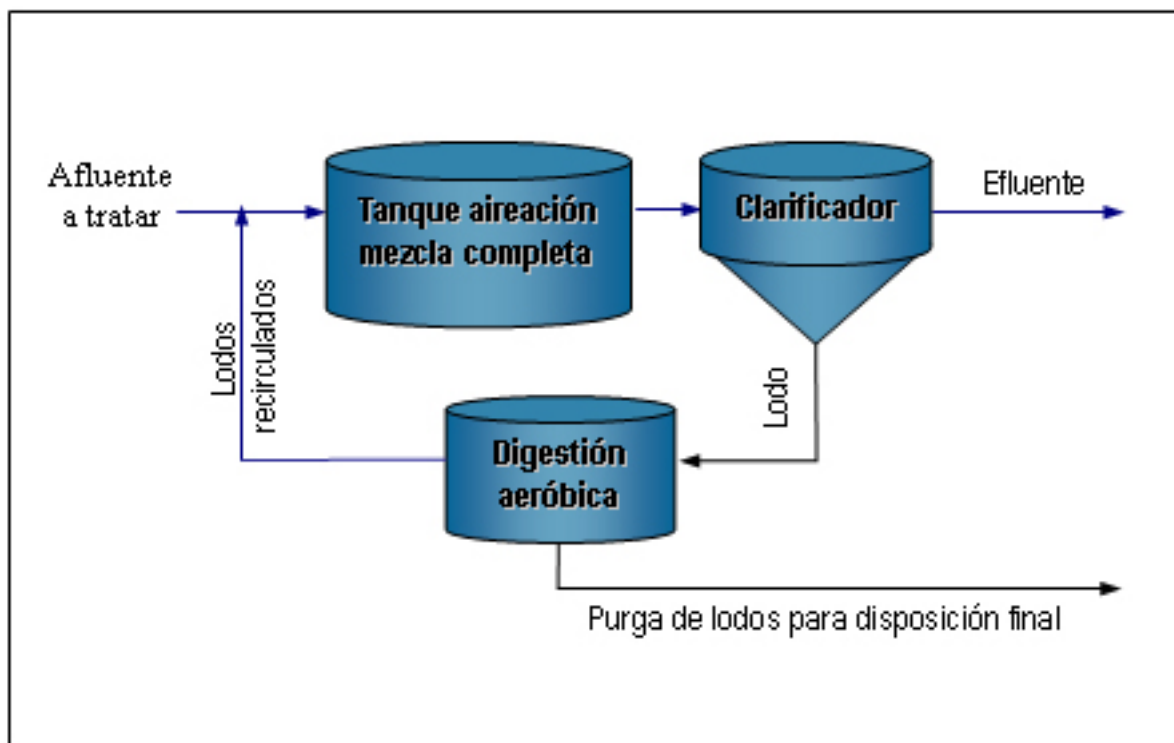
Posible presencia de fango ascendente ocasionado por la denitrificación (se forma nitrógeno gaseoso) en el clarificador final, esto en los meses calurosos.

Potencial ruido por los aireadores y presencia de olores por la deficiente manipulación del lodo.

Las plantas de tratamiento prediseñadas podrían requerir componentes adicionales o modificaciones por encontrar limitaciones específicas del efluente.

Potencial presencia de espuma por tensoactivos tales como detergentes y proteínas.

Figura 5-6: Esquema de un proceso de lodo activado de aireación extendida.



Biocontactores.

Este sistema consiste en una serie de discos circulares, los cuales están parcialmente sumergidos en el líquido a tratar y giran lentamente dentro de éste. Sobre los discos se genera el crecimiento biológico como una biopelícula sobre su superficie. La rotación permite la absorción de la materia orgánica en la parte sumergida del disco, y la transferencia de oxígeno cuando se está en contacto con el aire (Metcalf & Eddy, 1995). Aunque sus costos de operación son bajos, el precio de los equipos lo hacen poco adecuado para plantas pequeñas con baja carga y caudales importantes.

Filtros percoladores (biofiltros).

El filtro percolador consiste en un lecho formado por un medio permeable al que se adhieren los microorganismos y a través del cual percola el agua residual (Metcalf&Eddy,1995).

El suministro de aire necesario para mantener la microflora en estado aerobio se hace por convección natural. Cuando aumenta el grosor de la biopelícula se dificulta la transferencia de oxígeno y nutrientes a las capas profundas de la biopelícula, lo que genera un ambiente anaerobio y de crecimiento endógeno por lo cual disminuye el número de células, desprendiéndose la película e iniciándose un nuevo crecimiento (Sundstrom, D.,1979).

Los primeros medios de soporte utilizados fueron piedras, escorias, trozos de madera. En la actualidad se utilizan rellenos cerámicos y plásticos, que son más livianos y otorgan mayor superficie específica. A continuación se mencionan algunas de las ventajas y desventajas más relevantes de este sistema (E.P.A.,1992):

Ventajas:

<p>Capaz de lograr una alta calidad del efluente (< 20 [mg/l] DBO y sólidos suspendidos).</p> <p>Proceso relativamente simple.</p> <p>Bajos costos fijos y técnicas confiables para mejorar el proceso en filtros percoladores.</p> <p>Puede ser diseñado para proveer nitrificación.</p>
--

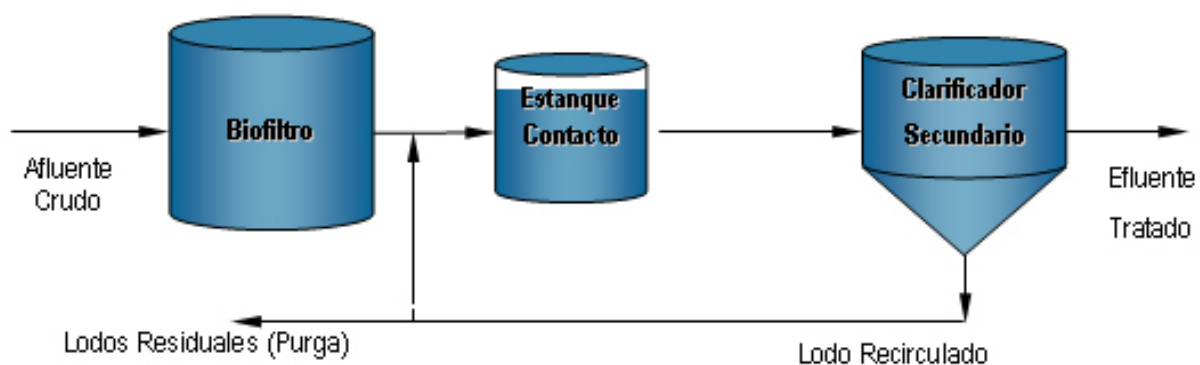
Desventajas:

<p>Requiere clarificación primaria.</p> <p>Requiere de bomba para el agua en el filtro percolador (dependencia energética).</p> <p>Potenciales molestias por olores en el clarificador primario y en el filtro percolador por operación deficiente.</p>

Moderados gastos de mantención y mano de obra. Se requiere necesariamente un operario especializado.

En la Figura 5-7 se presenta un esquema genérico de un sistema de tratamiento mediante un biofiltro.

Figura 5-7: Esquema de un sistema de tratamiento con biofiltro.



Lagunas de estabilización.

El tratamiento mediante lagunas de estabilización consiste en otorgar (en un espacio físico delimitado) un tiempo de residencia hidráulico determinado a las aguas residuales a tratar, esperando de este modo, mediante la acción de las bacterias heterótrofas y microalgas presentes en el medio, una degradación de la materia orgánica allí contenida. Este sistema constituye un método “natural” de tratamiento (llámese natural al sistema que no requiere energía externa para su normal funcionamiento) y se encuentra basado en los principios de la autodepuración, tal como fue descrito en el apartado 2.3.3, que se verifica en ríos y lagos (Ministerio de obras públicas y transporte, 1991; Yañez, F., 1993). Los principales sistemas de lagunaje y sus características se encuentran descritos en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Características principales de los distintos tipos de lagunas para tratamientos de aguas residuales.

Tipo	Profundidad [m]	TRH [días]	Observaciones
Lagunas Anaerobias	2,5 - 5	5	La depuración se debe a bacterias anaerobias. Se retienen la mayor parte de los sólidos en suspensión. Poseen una razón área superficial/volumen muy pequeña. Requieren un tratamiento posterior para obtener un efluente de calidad. Bajo nivel de eliminación de coliformes.
Lagunas Facultativas	1 - 2	7 – 30	Existe una zona aerobia próxima a la superficie y una anaerobia en el fondo. La relación entre estas zonas varía según la carga orgánica y las fluctuaciones del clima, fundamentalmente temperatura y viento. La materia orgánica se estabiliza en un medio oxigenado (algas y vientos).
Lagunas Aerobias	0,18 – 0,3	2 – 6	Prevalece un valor de O ₂ disuelto suficiente para la depuración del agua en condiciones aerobias. Fenómeno de aireación superficial es importante (viento y temperatura).
Lagunas Aireadas	1,8 – 4,5	3 – 10	Sistemas de crecimiento celular parcialmente suspendido. Similar a lodo activado de aireación prolongada y sin recirculación. El O ₂ requerido se suministra vía aireadores superficiales o difusores. No hay presencia de algas.

A continuación y a modo de antecedente de selección se presentan las ventajas y desventajas más relevantes del sistema de lagunaje (E.P.A.,1992).

Ventajas:

Requiere, para su normal operación, de un operario no necesariamente calificado.

Presenta bajos costos de inversión.

Hay varias formas de mejorar el proceso, minimizando los costos de capital, usando lugares con una laguna preexistente.

La disposición de los lodos requiere de intervalos de 10 a 20 años. Éste hecho disminuye directamente los costos normales de operación (comparado con los sistema de tratamiento ya expuestos).

Desventajas:

Requiere de grandes áreas de terreno.

Se producen olores si se llega a condiciones anaerobias (el sistema es muy sensible a las variaciones climáticas).

Baja velocidad de depuración.

Se producen altas concentraciones de células y algas en el efluente, lo cual se traduce como índices altos de DBO y sólidos suspendidos en el mismo lugar, es decir, los afluentes no siempre están en condiciones de ser vertidos directamente, por lo que se hace necesario un tratamiento de depuración complementario.

Las lagunas pueden impactar negativamente al agua subterránea, si se tiene un inadecuado recubrimiento del fondo o si éste se encuentra dañado.

Condiciones y variables operacionales con muy poca capacidad de control (luz, viento, temperatura, etc.).

Varias técnicas de ampliación o modificación del sistema no están totalmente caracterizadas, haciendo su adopción esencialmente especulativa.

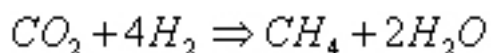
5.2.1.2 Tratamiento convencional anaerobio de aguas residuales.

La digestión anaerobia se basa en el hecho de que la materia orgánica en ausencia de oxígeno molecular, nitratos y sulfatos es convertida en metano y dióxido de carbono mediante la combinación de diversos grupos de microorganismos, dentro de los cuales intervienen microorganismos facultativos y anaerobios estrictos.

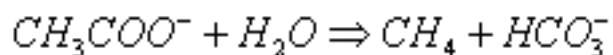
La existencia de éstos se debe a que, en general, las bacterias no pueden alimentarse de macromoléculas, por lo que los biopolímeros (proteínas, carbohidratos y lípidos) son inicialmente hidrolizados a compuestos más simples, tales como azúcares, aminoácidos y ácidos grasos. Éstos proporcionan el sustrato para los organismos fermentadores (azúcares y aminoácidos) y oxidadores anaerobios (ácidos grasos superiores), donde los productos de estas reacciones son acetato, hidrógeno, biomasa y productos intermedios como el butirato y propionato.

Además, éstos últimos (butirato y propionato) son degradados a acetato e hidrógeno por un grupo de bacterias conocidas como APOH (bacterias acetogénicas productoras obligadas de hidrógeno), las cuales deben existir en forma sintrófica con las metanogénicas que utilizan hidrógeno. Finalmente, estos dos compuestos (acetato e hidrógeno) corresponden al sustrato de las bacterias metanogénicas, que se dividen a su vez en dos grupos:

Bacterias metanogénicas hidrogenofílicas, las cuales utilizan el hidrógeno producido para reducir el CO₂ a CH₄.



Bacterias metanogénicas acetoclásticas, que transforman el acetato en metano.



Se debe mencionar, que esta última reacción contribuye con aproximadamente un 70% de la producción de metano en los digestores (Noyola, A.,1993; Soubes, M.,1994).

En la actualidad existe una gran gama de tecnologías adaptadas al tratamiento de aguas residuales por digestión anaerobia. En la Tabla 5.3 se indica una clasificación de los reactores anaerobios, en la Tabla 5.4 sus principales características (Carozzi, A.1994) y en la tabla 5.5 las principales variables de diseño.

Tabla 5.3: Clasificación de reactores anaerobios.

Clasificación	Característica	Tipos
1ª generación	Su relación TRC/TRH (tiempo de retención celular/tiempo de residencia hidráulico) es igual a 1	Fosas sépticas Lagunas anaerobias Digestores convencionales y completamente mezclados (RTCA)
2ª generación	Son aquellos que han logrado separar el TRC del TRH, debido a que los microorganismos son retenidos en el reactor, adheridos a un soporte o por su sedimentabilidad	Filtros anaerobios Reactor UASB Reactor de contacto anaerobio
3ª generación	Son aquellos en donde los microorganismos están adheridos a un soporte que se expande o	Reactor de lecho fluidizado

	fluidiza	Reactor de lecho expandido
--	----------	----------------------------

Tabla 5.4: Principales características de los reactores anaerobios.

Tipo	Características
Filtro anaerobio (FA)	Corresponde a un reactor de lecho fijo, en el cual el proceso de depuración de aguas residuales está basado en la retención de la biomasa anaerobia activa en el digestor, la cual forma una biopelícula sobre un soporte fijo. El relleno se encuentra dispuesto en forma desordenada y el flujo de líquido es en forma ascendente.
Reactor UASB	La denominación significa reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente. Desarrollado en Holanda en Lettinga. Este sistema corresponde a un reactor de biomasa fija, el cual no requiere de un medio inerte para la retención de los microorganismos, la cual se consigue favoreciendo la floculación de los lodos.
Reactor de lecho fluidizado (RALF).	En este tipo de reactores, las bacterias son inmovilizadas sobre pequeñas partículas de un soporte inerte, el que es fluidizado debido al paso del fluido ascendente a través del lecho. La expansión del lecho se encuentra dada por la velocidad superficial del líquido a través del reactor. Un factor importante a considerar es la elección del soporte a utilizar.

Tabla 5.5: Parámetros de diseño para tecnologías anaerobias.

Parámetro	Laguna	RTCA	Contacto	FA	UASB	RALF
VCO (kg DQO/m ³ d)	0,15-0,3	0,25-3,0	2-8	1-15	7,5-20	10-30
TRH (d)	7-80	10-60	2-6	0,5-12	0,5-7,0	0,2-1
TRC (d)	7-80	10-60	20	20	20	30
Remoción DQO	< 80%	60%	≅ 90%	≅ 90%	≅ 90%	≅ 90%

A continuación y a modo de antecedente de selección se presentan algunas ventajas y desventajas del tratamiento anaerobio de aguas residuales:

Ventajas:

Mayor tiempo de retención de sólidos, es decir, mayor estabilización de los lodos purgados del sistema.

Comparado con el sistema aerobio presenta una mejor adaptación a tóxicos, debido básicamente a la menor velocidad específica de crecimiento que se observa en la digestión anaerobia.

Baja necesidad de nutrientes (en un sistema aerobio se requiere, en una gran cantidad de casos, incorporar nitrógeno y/o fósforo).

Pequeña o nula producción de malos olores.

Menores volúmenes de operación, comparado con los sistemas ya mencionados.

Desventajas:

Recuperación más lenta frente a una sobrecarga de sustancias tóxicas.

A temperatura ambiente el proceso resulta demasiado lento, por lo que se opera a temperaturas entre 30 a 37 ° C, lo que implica aporte externo de energía.

Los afluentes no siempre están en condiciones de ser vertidos por lo que se hace necesario un tratamiento de depuración complementario.

Los sistemas de tratamiento anaerobio de aguas residuales domiciliarias (de baja carga orgánica) se encuentran aún en fase de investigación.

5.2.2 Sistemas de tratamiento no convencionales.

En el medio ambiente natural, cuando interaccionan el agua, el suelo, las plantas, los microorganismos y la atmósfera, se producen procesos físicos, químicos y biológicos. Los sistemas de tratamiento no convencionales se diseñan para aprovechar estos procesos “naturales” y espontáneos con el objeto de proporcionar tratamiento al agua residual. Los procesos que intervienen en estos sistemas incluyen muchos de los utilizados en los sistemas convencionales (plantas de tratamiento), es decir, sedimentación, filtración, transferencia de gases, adsorción, intercambio iónico, precipitación química, oxidación y reducción química, y conversión y descomposición biológicas; junto con procesos propios de los sistemas de tratamiento natural tales como la fotosíntesis, la foto-oxidación, y la asimilación por parte de las plantas. A diferencia de los sistemas mecánicos o convencionales, en los que los procesos se llevan a cabo como consecuencia del aporte energético, en los sistemas no convencionales, los procesos se producen a velocidades “naturales” (más lentas) y tienden a realizarse en forma simultánea en un único “reactor-ecosistema” (Metcalf & Eddy, 1995).

Cabe señalar que todas las formas de tratamiento secundario no convencional deben ir precedidas por algún tipo de pretratamiento mecánico. En el caso del agua residual domiciliaria, es necesario llevar a cabo, como mínimo, alguna operación de tamizado o de sedimentación primaria para eliminar los sólidos gruesos que pueden obstruir los sistemas de distribución y provocar condiciones desfavorables. La necesidad de procurar un mínimo nivel de tratamiento dependerá directamente de los objetivos del sistema y de las normas reguladoras en cada caso (Metcalf & Eddy, 1995). Estos sistemas no convencionales también han sido utilizados como tratamiento terciario (posterior a un tratamiento secundario convencional), como una etapa de afino del efluente, dentro de un proceso de tratamiento de aguas residuales.

Los avances más recientes en materia de tecnología de tratamiento secundario no convencional se centran en el uso de terrenos pantanosos artificiales con plantas emergentes y sistemas acuáticos con plantas flotantes. El interés en el uso de filtros fito-microbiológicos artificiales surgió como consecuencia del rendimiento observado en terrenos pantanosos

naturales y de la experiencia con otros sistemas de tratamiento no convencional (sistemas de plantas acuáticas). Para mejorar el rendimiento de las lagunas convencionales y los estanques de estabilización, inicialmente se emplearon especies de plantas flotantes, pero el posterior desarrollo de este tipo de aplicaciones condujo a la utilización exclusiva de esta práctica como una tecnología de sistemas acuáticos (Metcalf & Eddy, 1995).

Para que el diseño y explotación de los sistemas de tratamiento natural resulten satisfactorios, es fundamental el conocimiento de las características del agua residual, los mecanismos de tratamiento, la información relacionada con la salud pública y las normas reguladoras aplicables.

5.2.2.1 Sistemas de baja carga.

Los sistemas de baja carga, que constituyen el proceso de tratamiento natural más común hoy en día, contemplan la aplicación del agua residual sobre un terreno con vegetación para conseguir tanto el grado necesario de tratamiento del agua residual como el crecimiento de la vegetación existente. El agua aplicada puede consumirse por evapotranspiración o percolar vertical y horizontalmente en el terreno. Toda el agua que pueda fluir en la superficie se recoge y vuelve a aplicarse al sistema. El tratamiento se produce conforme el agua aplicada percola en el terreno. En la mayoría de los casos, el agua percolada alcanzará las aguas subterráneas, pero, en algunos casos, puede ser interceptada por aguas naturales superficiales o recuperada mediante sistemas de drenaje o pozos. El caudal aplicado por unidad de superficie de terreno (carga hidráulica) y la elección y control del tipo de vegetación dependen de los objetivos del sistema y de las condiciones particulares del emplazamiento.

El agua residual se puede aplicar tanto a cultivos como a jardines y parques (incluidos terrenos forestales) mediante diferentes métodos de aspersión o mediante técnicas superficiales como

el riego a través de surcos. Para mantener en el terreno condiciones predominantemente aerobias, se emplean ciclos de aplicación, generalmente variables entre 4 y 10 días. El valor relativamente bajo de las cargas aplicadas, junto con la presencia de vegetación y al ecosistema activo del suelo, contribuyen a que los sistemas de baja carga tengan el mayor potencial de tratamiento de los sistemas de tratamiento natural (Metcalf & Eddy, 1995). El agua que es recuperada a través de drenajes y pozos, luego de ser tratada, es enviada a un curso de agua natural. Este sistema se emplea como una etapa más de tratamiento en una planta de aguas residuales, utilizándose como un tratamiento de tipo terciario que permite mejorar la calidad de las aguas tratadas previamente con un tratamiento secundario, como una etapa de afino del efluente

5.2.2.2 Sistema de infiltración rápida.

En los sistemas de infiltración rápida, el agua residual, que ya ha recibido alguna forma de pretratamiento, se aplica de forma intermitente, normalmente mediante nodos de infiltración o de distribución de poca profundidad. También se emplea la aplicación del agua residual mediante sistemas de aspersión de alta carga. En los nodos de infiltración no se suele disponer tipo alguno de vegetación, pero ésta es necesaria si se emplean sistemas de aspersión.

Debido a que las cargas aplicadas son relativamente elevadas, las pérdidas por evaporación sólo representan una pequeña parte del agua aplicada, y la mayor parte del agua percola en el terreno proporcionando de este modo, el tratamiento deseado. Así no sólo se dispone el agua sobre el terreno, sino que el agua es recuperada, utilizando un sistema de drenaje o pozos, para almacenarla y ser reutilizada, o es conducida directamente a una fuente de agua natural. Los objetivos de diseño de los sistemas de infiltración rápida incluyen (Metcalf & Eddy, 1995):

1. Tratamiento del agua seguido de recarga de acuíferos, para aumentar los recursos hídricos o evitar la intrusión de aguas salinas.
2. Tratamiento del agua seguido de su recuperación mediante sistemas de drenaje inferior o extracción por bombeo.

3. Tratamiento del agua seguido por circulación subterránea y descarga a aguas superficiales.

A continuación se presentan algunas de las ventajas y desventajas del sistema de infiltración rápida.

Ventaja:

La infiltración rápida otorga remociones muy favorables de los parámetros convencionales de las aguas residuales (incluso amonio), es simple de operar y requiere una mínima intervención de operarios. Requiere poco terreno, comparado con otros sistemas no convencionales, y puede ser operado todo el año (E.P.A., 1992).

Desventaja:

El potencial de tratamiento de los sistemas de infiltración rápida es algo inferior al de los sistemas de baja carga debido a la menor capacidad de retención de los suelos permeables y a las mayores cargas hidráulicas empleadas. El potencial impacto sobre el agua y el terreno por efecto del nitrato-nitrógeno puede limitar su aplicación (E.P.A., 1992). Requiere de una diferencia de cotas (pendiente del terreno) adecuada para actuar.

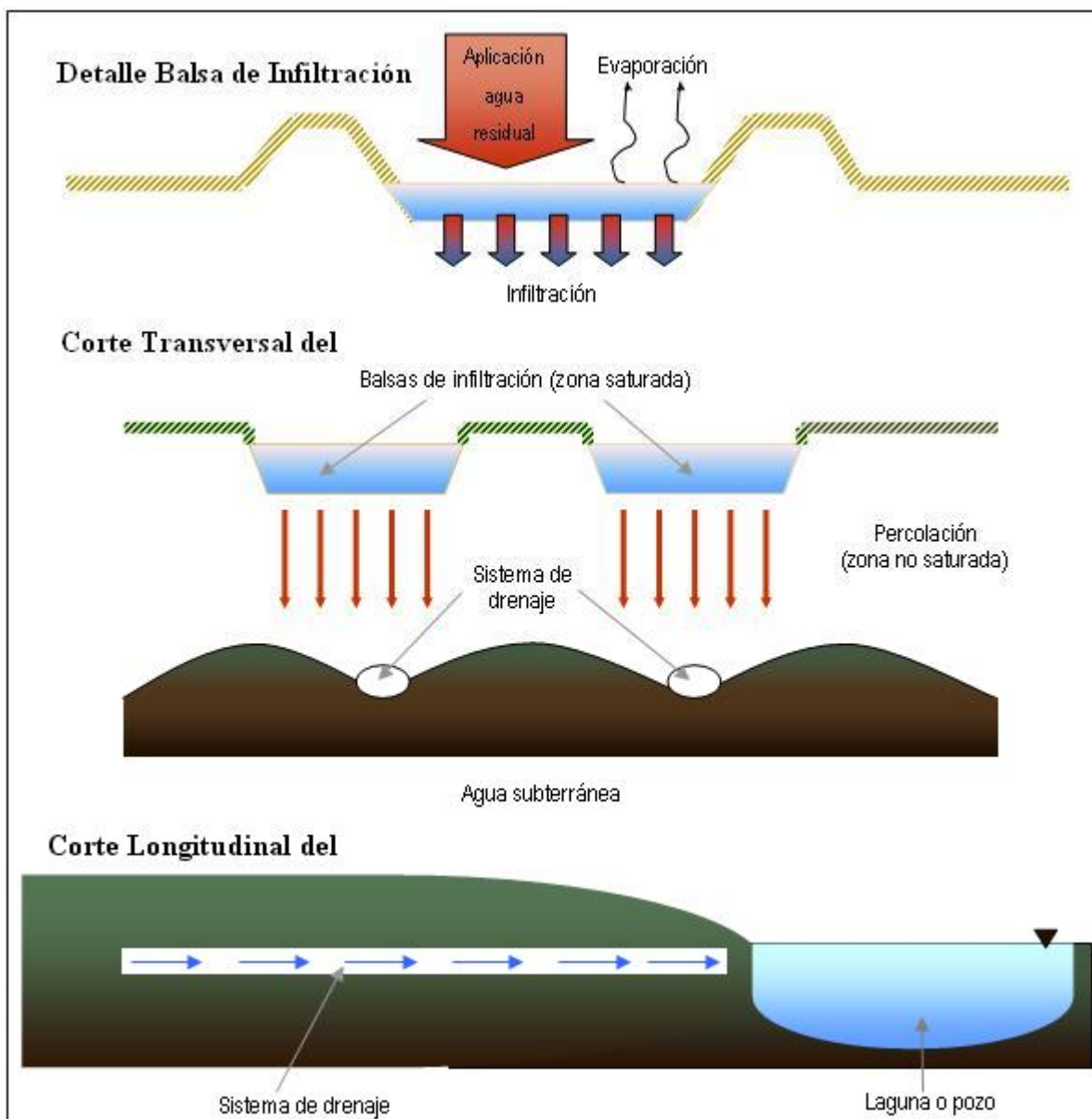
En la Figura 5-8 se presenta un esquema típico del sistema de infiltración rápida.

5.2.2.3 Riego superficial.

En los sistemas de riego superficial, el agua residual se distribuye en la zona superior de terrenos vegetados con pendientes cuidadosamente seleccionadas, de modo que pueda fluir por

la superficie hasta unas zanjas de recogida de la escorrentía superficial situadas en el extremo de la pendiente. Los sistemas de riego superficial se suelen emplear en emplazamientos con suelos o estratos subsuperficiales relativamente impermeables, aunque el proceso se ha adaptado a un amplio rango de permeabilidades debido a que el terreno tiene tendencia a impermeabilizarse con el paso del tiempo. Por lo tanto, la percolación en el terreno es una vía hidráulica menor, y la mayor parte del agua aplicada se recoge en forma de escorrentía superficial. Parte del agua aplicada se pierde por evapotranspiración en un porcentaje variable que depende del clima de la región y de la estación del año. Los sistemas se explotan alternando fases de aplicación y de secado, dependiendo su duración de los objetivos del tratamiento. La distribución del agua residual se puede llevar a cabo mediante aspersores de alta carga, rociadores de baja carga a presión, o métodos superficiales como tuberías provistas de orificios (Metcalf & Eddy, 1995).

Figura 5-8: Esquema de un sistema de aplicación superficial por infiltración rápida.



Este sistema es considerado un tratamiento y no sólo disposición del agua al terreno, pues el agua es conducida a través de canales o por escorrentía a lugares de almacenamiento para ocuparla, o es devuelta a un curso natural de agua. Algunas ventajas y desventajas de estos sistemas son (E.P.A., 1992):

Ventajas:

Este tratamiento es adecuado para comunidades rurales e industrias estacionales con desechos orgánicos. Éste provee un tratamiento secundario o tratamiento secundario avanzado, aun cuando es relativamente simple y barato de operar. Si la cubierta vegetal puede ser cosechada y vendida, el riego superficial puede proveer un retorno económico por la reutilización del agua y los nutrientes. De los métodos de aplicación a terreno, éste es el menos limitado por las características del suelo, sin embargo, este método requiere de un suelo relativamente impermeable para una operación convencional.

Desventaja:

El riego superficial es principalmente limitado por el clima, la tolerancia de la cosecha al agua y la inclinación del terreno. La velocidad de aplicación debería ser restringida por el tipo de crecimiento de la cosecha.

5.2.2.4 Filtración lenta en arena.

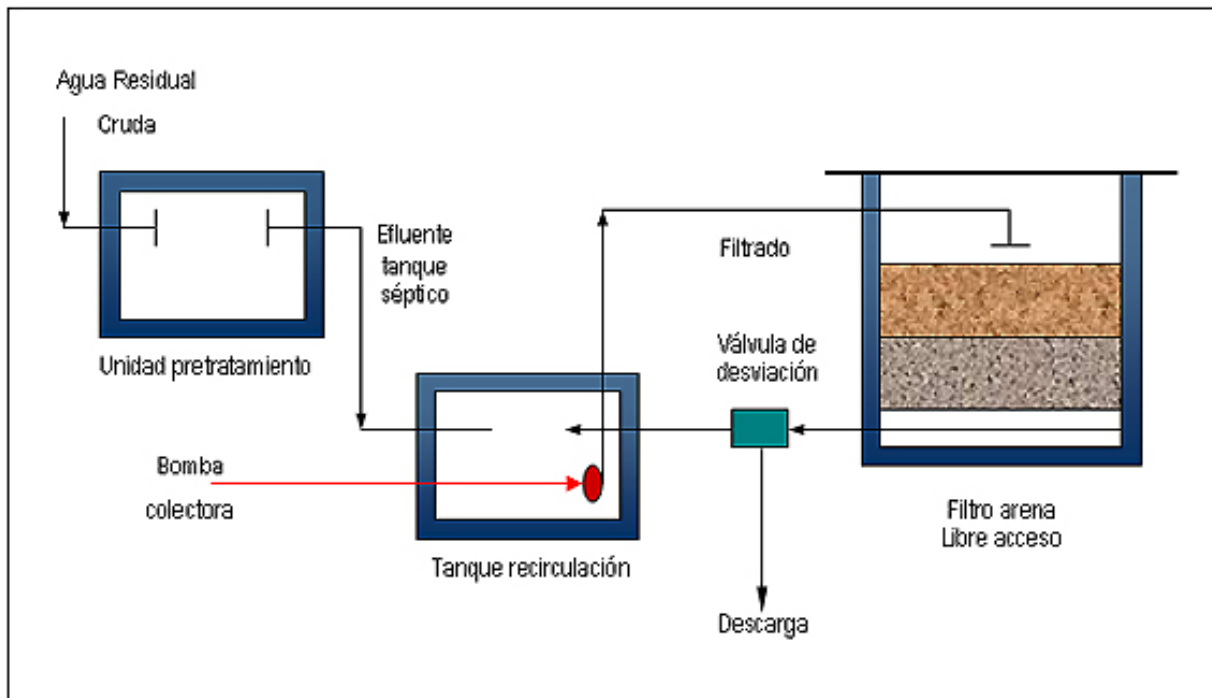
Los filtros lentos de arena son usados tanto en pequeñas comunidades como en casas individuales. Estos consisten de una o más camas de material granular, típicamente arena graduada, de 60 a 90 [cm] de profundidad, sustentado con una colección de drenajes encajados en grava. Las aguas residuales pretratadas son intermitentemente aplicadas a la superficie de la cama de arena, permitiendo la percolación a través de la cama, lugar donde recibe tratamiento. El filtro permanece insaturado y es venteado a la atmósfera, de manera tal que es mantenido en un medio aeróbico al interior del filtro. El percolado es colectado usualmente por el drenaje, el cual remueve éste desde el filtro y lo dirige al tratamiento adicional o a su disposición. Tres tipos de filtros lentos de arena son usualmente empleados en la actualidad (E.P.A., 1992):

1. Filtros de arena cerrado.
2. Filtros de arena abiertos o intermitentes.
3. Filtros de arena con recirculación.

A pesar de que los tres son algo similares en el diseño, ellos podrían diferir en el método de operación, perfiles de diseño, acceso y especificaciones del medio de soporte.

A continuación, la Figura 5-9 presenta un esquema de un sistema de filtración lenta de arena (E.P.A., 1992).

Figura 5-9: Esquema de un proceso de filtración lenta de arena (con recirculación).



Algunas de las ventajas y desventajas de este sistema son (E.P.A., 1992):

Ventajas:

Los filtros de arena son moderadamente baratos al construirlos, tiene bajos requerimientos de energía, y no requieren de personal altamente instruido para operarlos. Ellos producen efluentes de alta calidad, significativamente mejor que otros producidos por un lodo activo de aireación extendida o por una laguna de estabilización. El proceso de tratamiento es extremadamente estable, requiriendo una intervención limitada del personal operador. A través del diseño modular, la capacidad de tratamiento puede ser fácilmente expandida.

Desventajas:

Los filtros de arena requieren un poco más de terreno que una planta compacta de lodos activados, pero sus requerimientos de terreno son menores que los de una laguna. La cantidad de altura de presión requerida por los filtros típicos excede 1 m, requiriendo, posiblemente, una bomba para la disposición del efluente en lugares donde la disponibilidad de terrenos de alivio es insuficiente. Es posible la presencia de olores originados en el sistema tipo paso simple, o en el efluente proveniente de un tanque séptico conectado con el filtro, lo que haría necesario el disponer de una zona de equalización en áreas deshabitadas. Podría no estar disponible (localmente) un adecuado medio filtrante.

5.2.2.5 Filtro fito-microbiológico.

Los filtros fito-microbiológicos son terrenos inundados con profundidades de agua normalmente inferiores a 0,8 m, con plantas emergentes como espadañas, juncos y aneas. La diferencia fundamental existente entre este sistema y un filtro de arena radica en la utilización de vegetación como componente activo en el proceso de depuración. Este último componente proporciona, entre otras cosas, una importante cantidad de superficie para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de la luz solar.

Para el tratamiento de agua residual se han empleado filtros fito-microbiológicos naturales (FFN) y artificiales (FFA), aunque los naturales están limitados al refinado o tratamiento adicional de efluentes, es decir, a un tratamiento terciario (Harberl, R. *et al.* 1995). El FFA es un sistema que aúna las bondades de depuración de los microorganismos presentes en los biofiltros convencionales con las de vegetales superiores técnicamente seleccionados. Este último género actúa como sinergista en el proceso de depuración de las aguas, aumentando sensiblemente la eficiencia de remoción (fundamentalmente patógenos) observada en sus sistemas análogos (biofiltros anaerobios de lecho fijo, filtros de arena, etc.). Dicho aumento en la eficiencia se debe fundamentalmente a:

El suministro, a través de las raíces de los vegetales, de oxígeno exógeno proveniente del aire circundante al sistema.

Presenta una autoselección particular de la flora bacteriana, producto de la generación de antibióticos en los rizomas de las raíces.

Presenta predación natural de patógenos por la proliferación de invertebrados al interior del sistema.

Filtro fito-microbiológicos naturales: Desde un punto de vista normativo, los filtros fito-microbiológicos naturales se consideran cuerpos de agua receptores. Por lo tanto, el vertido a estos terrenos está sujeto, en la mayoría de los casos, a las limitaciones normativas aplicables que suelen obligar al tratamiento secundario o avanzado de las aguas a verter. Más aún, el principal objetivo del vertido a zonas pantanosas naturales debería ser la mejora del hábitat existente. La modificación de los terrenos pantanosos existentes para aumentar la capacidad de tratamiento suele ser contraproducente para el ecosistema natural y, en general, no es una práctica que deba abordarse (Briggs, G., *et al.* 1997).

Filtros fito-microbiológicos artificiales (FFA): Los FFA procuran idéntica capacidad de tratamiento que los naturales, con la ventaja añadida de no estar sujetos a las limitaciones de vertidos a ecosistemas naturales. Existen básicamente dos tipos de sistemas desarrollados para el tratamiento del agua residual (Kuehn, E. Y J. Moore, 1995; Greenway M. y J. Simpson, 1995):

Sistemas de flujo libre (SFL).

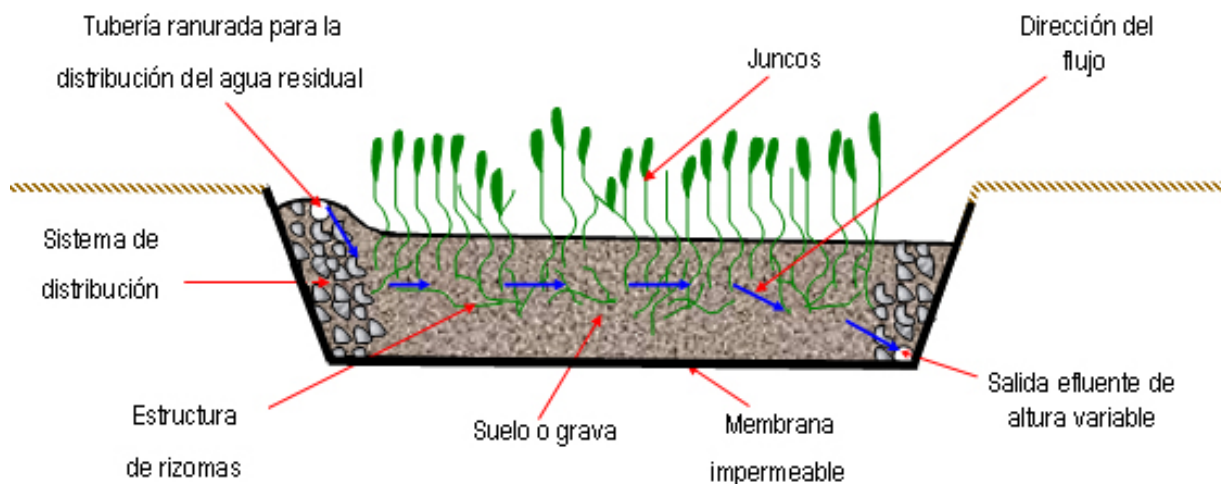
Sistemas de flujo subsuperficial (SFS).

En los casos en que se emplean (estos sistemas) para tratamiento secundario o avanzado, los sistemas SFL suelen consistir en balsas o canales paralelos con el fondo constituido por suelo relativamente impermeable o con una barrera subsuperficial, vegetación emergente y niveles de agua poco profundos (0,1 a 0,6 m). Normalmente, se aplica agua residual pretratada de forma continua y el tratamiento se produce durante la circulación del agua a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente. Los sistemas de flujo libre también se pueden diseñar con el objetivo de crear nuevos hábitat para la fauna y flora, o para mejorar las condiciones de terrenos pantanosos naturales próximos. Esta clase de sistemas suele incluir combinaciones de espacios abiertos y zonas vegetadas e islotes, con la vegetación adecuada para proporcionar un lugar que potencie la cría de aves acuáticas.

Los sistemas de flujo subsuperficial se diseñan con objeto de proporcionar tratamiento secundario y avanzado. Estos sistemas también han recibido el nombre de “root zone” o “rock-reed filters”, y consisten en cubetas, canales o zanjas con fondos relativamente impermeables rellenos de un medio de piedras o arenoso para el crecimiento de la vegetación emergente (ver Figura 5-10) (Metcalf & Eddy, 1995). En los sistemas SFS la degradación aerobia se lleva a cabo fundamentalmente debida al oxígeno que toma la fracción aérea de la planta y que se transmite a través de los rizomas (tallos subterráneos). Los rizomas crecen vertical y horizontalmente, abriendo en el suelo espacios que facilitan el paso del agua residual y su contacto con el suelo, las raíces y los rizomas. Los sólidos en suspensión del agua

residual sufren un compostaje junto con hojas y tallos muertos en la capa superior. A continuación se indican algunas ventajas y desventajas del sistema filtro fito-microbiológico (E.P.A., 1992; Harberl, R., *et al.* 1995).

Figura 5-10: Esquema de un filtro fito-microbiológico de flujo subsuperficial.



Ventajas :

- Bajos costos de construcción.
- Requieren menos terreno en comparación con otros sistemas no convencionales.
- Una administración, para pequeñas comunidades, pasiva y sencilla del sistema.
- Excelente remoción de la DBO₅ y de sólidos suspendidos desde efluentes primarios o provenientes de fosas sépticas.
- Presentan una buena respuesta a las variaciones de caudal y carga.
- Sistemas atractivos con beneficios secundarios en términos de favorecer la vida salvaje.

Desventajas:

La falta de factores de diseño generalmente aceptados, resulta en varias aproximaciones no demostradas para el diseño de sistemas de aplicación intensiva en terreno, especialmente en los de tipo flujo libre en lugares donde el área requerida es mayor a 4 [ha/L/s] de agua residual.

Los SFL presentan posibles problemas de olores, proliferación de mosquitos, roedores y otros probables vectores de enfermedades.

Posibilidad de contacto de la población con la capa de agua residual superficial.

5.2.2.6 Plantas acuáticas flotantes.

Los sistemas de plantas acuáticas flotantes son, conceptualmente, similares a los sistemas de terrenos pantanosos SFL excepto por el hecho de que se emplean especies de plantas flotantes como los jacintos de agua y/o lentejas de agua. Las profundidades de agua suelen ser mayores que en los sistemas de terrenos pantanosos, y varían entre 0,5 y 1,8 [m]. Para aumentar la capacidad de tratamiento y asegurar el mantenimiento de las condiciones aerobias necesarias para el control biológico de los mosquitos, en los sistemas de plantas acuáticas flotantes se han empleado sistemas complementarios de aireación. Los sistemas de jacintos y lentejas de agua se han utilizado para la eliminación de algas de los afluentes de lagunas y estanques de estabilización mientras que los sistemas de jacintos de agua también se han diseñado para proporcionar niveles de tratamiento secundarios y avanzados. Las cargas hidráulicas anuales y las necesidades específicas de superficie de los sistemas de plantas flotantes son similares a las de los sistemas de terrenos pantanosos (Metcalf & Eddy, 1995).

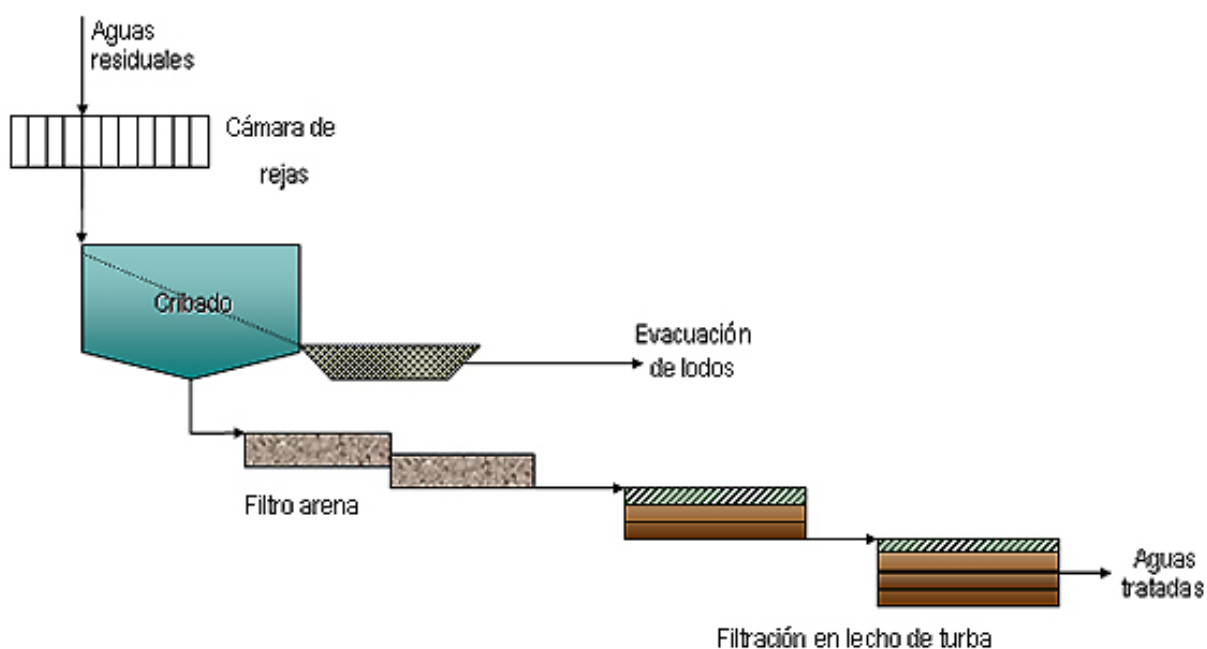
5.2.2.7 Lecho de turba.

El proceso consiste en una filtración a través de una capa de turba (50 [cm]) con buenas características de permeabilidad (porosidad) y mineralización, que está asentada sobre un sistema (de alta tasa de permeabilidad) compuesto por arena (15 [cm]) y grava (15 [cm]). El agua residual que ocupa un espesor de 20 [cm] sobre la turba, se filtra a través de dicha capa durante un período de tiempo limitado (10 días), siendo necesaria después la remoción de la

materia en suspensión que ha quedado retenida en la superficie de la turba. Luego se debe dejar un periodo de recuperación de 20 días, antes de volver a iniciar el ciclo de aplicación. Por tanto, como consecuencia del régimen de explotación, es necesario contar al menos con dos lechos en paralelo (Collado, R., 1991).

Antes de aplicarse sobre la turba (como en la mayoría de los sistemas no convencionales), las aguas deben someterse a un desbaste, tamizado y en ocasiones (cuando los sólidos suspendidos son importantes) a una filtración en lecho de arena (Camp, J, 1978). En la Figura 5-11 se presenta un esquema de un sistema típico de lecho de turba con filtración en arena.

Figura 5-11: Esquema de tratamiento por lecho de turba.



5.2.2.8 Mecanismos de remoción para sistemas de tratamiento no convencionales.

Como se ha descrito, el tratamiento del agua residual en los sistemas de tratamiento no convencional se consigue mediante procesos físicos, químicos y biológicos naturales que se

desarrollan en el ecosistema suelo-agua-plantas. Los sistemas no convencionales son capaces de eliminar, hasta cierto punto, casi todos los constituyentes del agua residual considerados como contaminantes (sólidos suspendidos, materia orgánica, nitrógeno, fósforo, elementos de trazas, compuestos orgánicos de trazas y microorganismos). Los principales procesos que intervienen en la eliminación de estos constituyentes son los descritos a continuación:

Sólidos Suspendidos: En los sistemas que contemplan la circulación de agua por la superficie del terreno (riego superficial, terrenos pantanosos y sistemas de plantas acuáticas) los sólidos suspendidos del agua residual se eliminan principalmente por: 1) sedimentación, potenciada por las reducidas velocidades de circulación y por la escasa profundidad y 2) por filtración a través de las formas vegetales vivas y de los desechos vegetales. En los sistemas que contemplan la circulación subsuperficial de agua (sistemas de baja carga, infiltración rápida y terrenos pantanosos SFS) los sólidos suspendidos se eliminan, principalmente, por filtración en el terreno o en el medio subsuperficial. En los sistemas de baja carga y de infiltración rápida la mayor parte de los sólidos se eliminan en la superficie. Por tanto, los sólidos del agua residual tienen tendencia a obturar o sellar las superficies de infiltración de estos sistemas, de modo que es preciso diseñarlos y explotarlos de forma que minimice la pérdida de capacidad de infiltración.

Materia Orgánica: La materia orgánica biodegradable presente en el agua residual, ya sea soluble o insoluble, se elimina por degradación microbiana. Los microorganismos suelen estar asociados a películas que se desarrollan sobre la superficie de los vegetales y las partículas del suelo. En general, estos sistemas se diseñan para mantener las condiciones aerobias, y la capacidad de degradación está limitada por la transferencia de oxígeno.

Nitrógeno: La eliminación del nitrógeno depende de la forma en que esté presente. Así, el nitrógeno orgánico se elimina por sedimentación y filtración. El nitrógeno amoniacal es adsorbido en las partículas del suelo y las orgánicas con carga. Los nitratos, si no son

consumidos por las plantas o sufren un proceso de desnitrificación, percolarán y podrán entonces contaminar aguas subterráneas.

Fósforo: Los principales procesos de eliminación de fósforo son la adsorción y precipitación química, aunque las plantas también consumen parte del fósforo presente.

Microorganismos: Los mecanismos de eliminación de las bacterias y parásitos incluyen la muerte, retención, sedimentación, depredación por invertebrados, radiación, desecación y adsorción.

5.2.3 Selección del sistema de tratamiento secundario.

La alternativa seleccionada como tratamiento secundario, para el afluente del Tranque Forestal, es el filtro fito-microbilógico de flujo subsuperficial (ver Figura 5-10). La elección de esta alternativa se basa en las ventajas que presenta ésta respecto de los demás sistemas analizados.

Al comparar esta alternativa con los sistemas convencionales (lodo activado, biofiltro, biocontactores, sistemas anaerobios, etc.) es posible dilucidar las siguientes ventajas:

1. Una de las principales ventajas es la independencia energética que presenta el sistema. En general, los sistemas convencionales, al utilizar equipos electromecánicos en varias etapas del proceso (motores, turbinas, bombas, etc.) contemplan, como uno de sus requerimientos básicos, altos consumos de energía eléctrica para su normal operación. En cambio los filtros fito-microbiológicos utilizan el potencial hidráulico natural del terreno para el transporte del fluido y la acción de los vegetales superiores para mantener las condiciones aerobias durante

todo el proceso. Esta condición es atractiva no sólo desde el punto de vista económico, sino que además desde la perspectiva del riesgo de la suspensión del recurso por agentes externos al sistema (fundamentalmente el riesgo asociado a la acción de terceros).

2. Los sistemas convencionales requieren de niveles relativamente altos de mantención, sea ésta en términos de costo (reparación y/o reposición de equipos y partes), como en términos operacionales (necesidad de operarios con un grado importante de capacitación). La alternativa escogida, en cambio, contempla la acción de operarios con niveles mínimos de capacitación y, esta capacitación, es análoga a la necesaria para mantener las áreas verdes aledañas al sistema. Además, el sistema requiere de baja atención, debido a que su mantención normal comprende sólo variables de medición directa (visuales) y con un grado de distanciamiento mucho mayor que el resto de los sistemas analizados, es decir, el seguimiento normal del sistema contempla mediciones temporalmente más distanciadas y más sencillas.

3. Por las características del efluente a tratar (expresadas en el apartado 4.3.2) se descartan la mayoría de los sistemas de tratamiento anaerobios (niveles bajos de carga orgánica) y el resto de los tratamientos convencionales (a excepción de los sistemas por lagunaje) por las importantes dimensiones necesarias producto del caudal a tratar (24 [m³/h]), es decir, el manejo de la variable hidráulica se convierte en la de mayor trascendencia en el diseño de las instalaciones y no el grado de contaminación de las aguas. Este último hecho deriva en instalaciones, si bien con un grado importante de eficacia, con muy poca eficiencia, requiriendo en prácticamente la totalidad de las alternativas obras civiles y equipos de excesivas dimensiones.

4. Se excluyen los sistemas de lagunaje producto de lo limitado del terreno disponible para su emplazamiento y el impacto visual esperado por la importancia de sus dimensiones (comparadas con las del lugar del emplazamiento, a saber, terreno adyacente al Tranque)

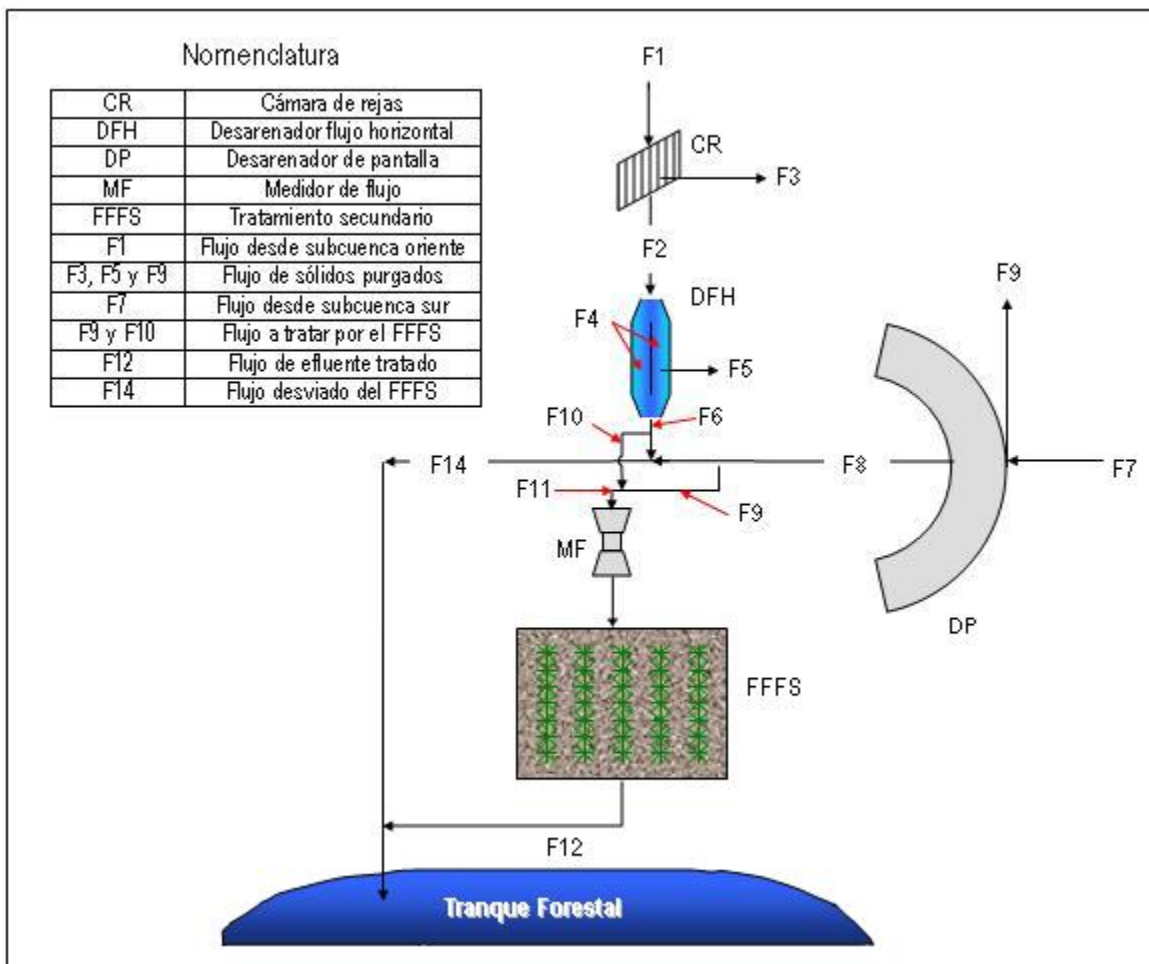
Al comparar este sistema con los otros sistemas de tratamiento no convencionales, las ventajas comparativas son las siguientes:

1. Requerir, comparativamente, una cantidad menor de terreno para su emplazamiento.
2. El terreno de emplazamiento presenta condiciones de pendientes suaves, lo que descalifica a los sistemas de Baja Carga, Infiltración Rápida y Riego Superficial. Todos sistemas que requieren necesariamente pendientes sensiblemente mayores.
3. El sistema posee independencia respecto de la permeabilidad natural del terreno de emplazamiento. Característica que le confiere mayor atractivo que los sistemas comparados en el punto anterior (la permeabilidad del terreno es considerablemente alta, lo que se traduce en sistemas con necesidades de área impracticables).
4. La Filtración Lenta en Arena y los Lechos de Turba presentan niveles de eficiencia sensiblemente menores que el sistema seleccionado. Sin considerar los probables problemas de olores (en el caso de los Filtros de Arena) y el costo del soporte (en el caso de los Lechos de Turba).
5. Otra ventaja comparativa (con respecto a la totalidad de los sistemas convencionales y los de Filtración en Arena y Lechos de Turba) es el impacto visual beneficioso que posee el sistema seleccionado al contemplar éste la utilización de vegetales superiores dentro de su diseño. Este hecho y su particular diseño favorecen el desarrollo de fauna, específicamente, aves que normalmente habitan en el sector (ver Figura 3-5) y que son consideradas como un

importante recurso paisajístico (recurso deseable por esperar la proyección del Tranque como parte de un parque urbano).

6. La ventaja del sistema del FFA de flujo subsuperficial, comparado con el de Flujo Libre y el de Plantas acuáticas, es el mantener el flujo de agua residual por debajo del medio de soporte, evitando de esta forma las siguientes condiciones indeseadas: la proliferación de mosquitos y la exposición directa de la población con el agua residual (se enfatiza al lector el carácter atractivo que presentan los sistemas comparados, especialmente para la población de menores). Hay que destacar además, que esta condición favorece el control de malos olores (mediante el control del flujo en el sistema), permite un contacto más directo del agua residual con los microorganismos encargados de su remoción (fenómeno que le confiere una mayor eficiencia y por ende, menores requerimientos de área) y minimiza el desarrollo de otros vectores responsables de enfermedades (particularmente roedores y anfibios).

Figura 5-12: Diagrama de flujo del sistema de tratamiento para el afluente al Tranque Forestal.



5.3 Sistemas de recuperación de cuerpos de agua.

En el medio ambiente natural, los problemas que generalmente se presentan en lagos y lagunas son debidos a las descargas de materiales (de distintos orígenes y naturaleza) que se depositan en el fondo como sedimentos o dañan el ecosistema directamente estando disueltos en el agua.

Las medidas restaurativas, aplicadas a cuerpos de agua dañados, se pueden agrupar en dos clasificaciones: 1) aquellas que tienden a evitar que se continúe causando daño por el ingreso

de materiales externos y 2) aquellas otras que apuntan a la recuperación del estado anterior a la acción de estos agentes externos.

Así es como en algunas ocasiones, gracias al control y eliminación de las vías de contaminación, es posible permitir que el mismo sistema acuático se encargue de la restauración y, en otros casos, será necesaria la participación dirigida por parte del hombre.

En la mayoría de los casos reportados en que no ha sido posible que el mismo sistema se restaure, la causa ha estado relacionada con la presencia de sedimentos en el fondo del cuerpo de agua. Debido a esto, es que los tratamientos se enfocan a la remoción de los sedimentos de una laguna o cuerpo de agua.

A continuación se presentará, a modo de antecedentes de comparación, una breve descripción de los distintos métodos de recuperación para cuerpos lacustres.

5.3.1 Proceso de autodepuración.

La aplicación de medidas pre-restaurativas, a un cuerpo de agua, tiende a normalizar el ingreso externo de nutrientes. Como la eutroficación es un problema básicamente de acumulación de nutrientes, al eliminar o disminuir el aporte externo al ecosistema de un lago o laguna, deberá (este último) consumir el material acumulado, generando, a largo plazo, el mejoramiento de las condiciones del agua. Este fenómeno se conoce como autodepuración (Branco, S., 1984).

La velocidad de los procesos autodepurativos depende de muchos factores, algunos de ellos son: la composición y cantidad de los sedimentos, estado de la biota y condiciones

ambientales. La conjugación de éstas y otras variables hacen que cada situación sea diferente. Debido a esto, no es posible hacer estimaciones del efecto que necesariamente éste tendrá, sin tener clara la forma en que interaccionan los factores bióticos y abióticos. Esto último se puede lograr haciendo mediciones del grado de estratificación y de la ubicación y cantidad de los nutrientes acumulados.

Existe información que señala que luego de varios años de cortado los ingresos de aguas servidas, aún no ocurría ningún cambio significativo que mostrara el retroceso de los procesos de eutroficación. Ejemplo de ello es el lago Trummen en Suecia, donde tras 10 años desde que fueron tomadas las medidas pre-restaurativas, continuaba existiendo una gran concentración de microalgas, con un nivel de visibilidad de 10 [cm] (Björk, 1978). La existencia de este tipo de ejemplos ha llevado a intentar diferentes métodos para retirar los nutrientes acumulados dentro del lago.

5.3.2 Biomanipulación.

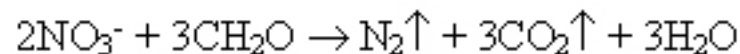
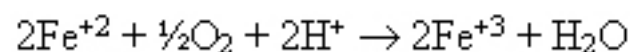
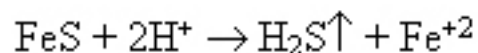
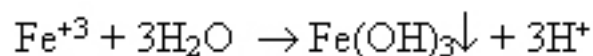
Este sistema consiste en aprovechar convenientemente la interacción natural de ciertas especies con el medio. Se puede, por ejemplo, permitir el desarrollo de plantas superficiales (sólo si los nutrientes se encuentran disueltos), las que luego de absorber los nutrientes presentes, se remueven y eliminan, y así se logra disminuir la cantidad de material presente en el agua.

La utilización de peces que consumen grandes cantidades de zooplancton permite que el fitoplancton aumente (por la disminución de organismos filtradores), y así se permite que el pH aumente y consecuencia de ello se incrementa la solubilización del fósforo presente en los sedimentos. De igual forma, peces que se alimentan en el fondo contribuyen al transporte de fósforo hacia el agua (Anderson, G., *et al.*, 1975).

5.3.3 Tratamiento químico de sedimentos.

Esta metodología de tratamiento consiste en la adición, a través de pequeñas mangueras que se distribuyen en el fondo, de compuestos químicos a los sedimentos, con el fin de que produzcan la oxidación de la materia orgánica, la liberación de nitrógeno gaseoso a la atmósfera y se fomente la precipitación del fósforo (Björk, S., 1978).

Los compuestos utilizados son FeCl_3 , Ca(OH)_2 y $\text{Ca(NO}_3)_2$ y las reacciones involucradas son las siguientes:



El Fe(OH)_3 precipita con el fósforo, con ello baja el pH y se forma ácido sulfhídrico. Para evitar esto, se agrega cal y así se ajusta a pH neutro. El nitrato de calcio reacciona con los compuestos orgánicos liberando nitrógeno y dióxido de carbono.

Este método es recomendable para pequeñas zonas de un lago; idealmente está pensado para lagos donde sólo una parte de su área, la que va a ser tratada, se encuentra en condiciones anóxicas (Ripl, W., 1976).

5.3.4 Remoción de sedimento.

La simple eliminación de la capa sedimentaria es también una alternativa en la manipulación de los sedimentos. Esta se realiza cuando el nivel de nutrientes depositados es alto o cuando la superficie a tratar es extensa.

La alternativa más utilizada es la succión de la capa de sedimento por medio de una bomba. Debido a que la visibilidad en un lago eutroficado es casi nula y no se puede comprobar el efecto que tiene la limpieza realizada, se debe realizar varias veces la operación de succión, recorriendo siempre íntegramente la laguna y dejando entre cada operación un año de separación. En este período se han de evaluar los niveles de purificación alcanzados (Björk, S., 1974).

Además del equipo de bombeo se requiere de sistemas para el tratamiento del lodo colectado (separar sólidos, tratar con algún químico el agua, someter a tratamiento de estabilización el lodo mismo, etc.). Algunos autores sugieren añadir etapas de remoción de fósforo (antes de devolver las aguas al lago) por medio de agentes químicos, pero esto dependerá de cada caso en particular (Björk, S., 1978), así por ejemplo en los lagos de Chile no siempre es el fósforo el limitante del crecimiento⁹.

5.3.5 Sistemas con aireación.

⁹ Comunicación personal. Don Patricio Domínguez,

Profesor de Ecología, Universidad Católica de Valparaíso.

Ya que, por lo general, la etapa limitante de los procesos de autodepuración la constituye la restitución de nutrientes, cuando el lodo se encuentra en condiciones anóxicas, una opción es suministrar aire a los sedimentos.

En cuerpos de agua relativamente pequeños y poco profundos, se depositan en el fondo difusores de aire, los cuales tienen por función generar la recirculación del agua para evitar los procesos de estratificación térmica, y dar condiciones de aerobiosis en el fondo. Para implementar este sistema es necesario conocer el perfil del fondo de la laguna a tratar, para así disponer los equipos de aireación.

Para sistemas acuáticos mayores se utiliza un aireador profundo, que se ubica en la zona del epilimnión e inyecta aire directamente a la capa. Este equipo permite además la utilización de medios químicos para la remoción de fósforo.

5.3.6 Selección del sistema de recuperación para el Tranque Forestal.

1. El procedimiento de recuperación del Tranque Forestal comprende las siguientes dos fases:

El control del ingreso externo de nutrientes al mismo, en conjunto con la remoción de los sedimentos acumulados en el fondo. Cabe señalar que las características de eutroficación y de limitación para el amortiguamiento de crecidas del tranque Forestal, como se describió en el apartado 3.5, son esencialmente producto de la cantidad de sedimentos acumulados en su interior. La remoción de sedimentos (dragado) se realizaría entonces, mediante la acción de una bomba especialmente acondicionada para tal efecto y el control de nutrientes por el sistema de tratamiento descrito en la Figura 5.12. El volumen de sedimentos retirados del Tranque serán utilizados como material de nivelación para los terrenos destinados al

emplazamiento de algunas obras civiles (Filtro fito-microbilógico y desarenador de flujo horizontal), además de la elevación de la zona destinada a parque (planicie adyacente al Tranque y no utilizada por el sistema de tratamiento secundario). No se contempla ningún tipo de tratamiento a los sedimentos extraídos debido a la alta permeabilidad del terreno y la forma de su distribución (homogénea y parceladamente en todo el área descrita). Cabe señalar que, es de esperar una rápida estabilización de los nutrientes contenidos en los sedimentos dispuestos, ya que la forma en que se llevará a cabo el proceso y las características del terreno permiten que éste último sea utilizado como cancha de secado. Por último es pertinente mencionar que los sedimentos excedentes (llámese sedimentos excedentes a los que restan de la disposición, una vez nivelado los terrenos) serán comercializados, luego de ser secados, como material de relleno (arena y grava) o dispuestos en el Vertedero Municipal Lajarilla de Viña del Mar. Por último, cabe señalar que, se aumentará la profundidad del Tranque en 1 [m], ya que con profundidades mayores se potenciaría la anaerobiosis en el lecho del mismo¹⁰, con la consecuente solubilización de nutrientes desde el fondo (producto de la actividad microbológica anaerobia). Éste fenómeno desencadenaría los siguientes hechos: 1) aumento de microalgas en el seno del líquido por el aumento de la disponibilidad de nutrientes (aumento en la turbiedad de las aguas), especialmente en la zona cercana a la superficie, 2) disminución de la penetración de la energía lumínica proveniente de la irradiación solar, 3) la formación de una estratificación térmica al interior del tranque (termoclina) y por último 4) el desarrollo de la mayoría de los fenómenos asociados a la eutroficación de cuerpos de agua.

2. Una vez realizada la primera fase (profundidad promedio del Tranque 2 [m] y disminución de nutrientes en el flujo de entrada) se dejará lugar el desarrollo del proceso de autodepuración (descrito en el apartado 5.3.1). Es de esperar que con dicha profundidad se potencie la vida acuática y que por ende, el ecosistema del Tranque tienda a un equilibrio con un nivel de contaminación considerablemente inferior al actual.

¹⁰ Comunicación personal. Patricio Domínguez,

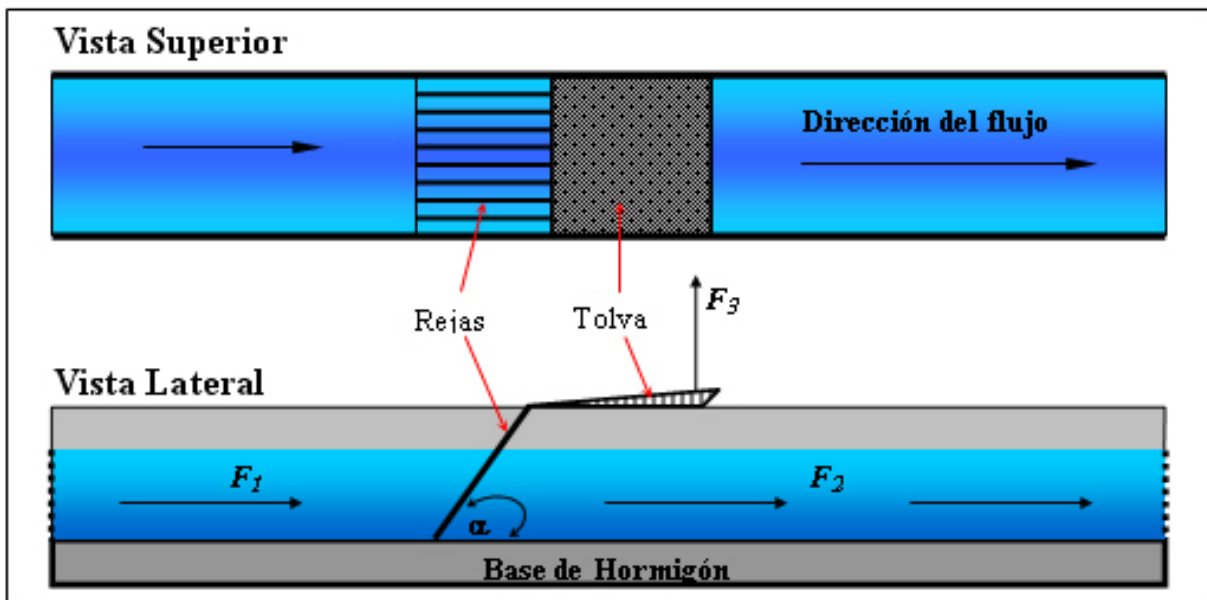
6 Balances de masa y energía.

6.1 Balances de masa.

6.1.1 Cámara de rejas.

El balance de masas para la cámara de rejas, se encuentra modelado por la Ecuación 6-1 y la descripción de sus corrientes (F_1 : flujo de entrada, F_2 : flujo de salida, α : ángulo de inclinación de las barras y F_3 : corriente de sólidos) están descritas en la Figura 6-1. Sin embargo, como las densidades (particularmente la del flujo de entrada) distan mucho de ser constantes, sumado al hecho que no se poseen valores estándares para éstas y que ellas dependen directamente de la pluviosidad reinante en el instante de medición, es que el procedimiento para la cuantificación de la cantidad de sólidos a extraer del proceso se encuentra basada en datos, relaciones y estimaciones puramente empíricas y no a través de la ecuación recién citada.

Figura 6-1: Esquema cámara de rejas.



$F_1 \cdot \rho_1 = F_2 \cdot \rho_2 + F_3 \cdot \rho_3$	Ecuación 6-1
--	--------------

Donde:

F_1 = Escorrentía de entrada [m^3/h].

F_2 = Escorrentía de salida [m^3/h].

F_3 = Flujo de desechos retenidos [m^3/h].

ρ_1 = Densidad corriente de entrada [kg/m^3].

ρ_2 = Densidad corriente de salida [kg/m^3].

ρ_3 = Densidad de desechos retenidos [kg/m^3].

Así, la cantidad de sólidos que serán retenidos por la cámara de rejas es determinada por medio de la razón $8,36 \cdot 10^{-5}$ [m^3 sólidos gruesos/ m^3 agua] (descrita en la Tabla 4.2 del Apartado 4.3.3). Como dicha razón es la contenida en un caudal de 3708 [m^3/h] (derivado de la escorrentía producida por una precipitación de 34 [mm/16 h]) se estimó que, si bien es cierto arrastra una gran cantidad de sólidos, éstos no comprenden la totalidad de los que potencialmente puedan ser arrastrados por una escorrentía mayor. Cabe señalar que la cantidad de sólidos que efectivamente son arrastrados hasta las cotas inferiores de la subcuenca, es normalmente menor que la cantidad total de sólidos que potencialmente pueden ser arrastrados y a su vez, que éstos últimos serán arrastrados en su totalidad cuando la escorrentía sea lo suficientemente importante. Por otro lado es destacable el hecho que escorrentías menores que la recién citada provocan, además del arrastre de sólidos menores, sólo el movimiento de los sólidos mayores a algunas cotas menores y, normalmente, no a la más baja (donde se encontraría ubicada la cámara de rejas). En este contexto, se asume que la escorrentía producida por la precipitación promedio de las máximas en 24 [h] entre los años 1941 y 1995

(valores descritos en las Tablas C.1 y C.2 del Apéndice C), es decir 65,4 [mm/d], es lo suficientemente importante como para arrastrar la totalidad de los sólidos dispuestos en la subcuenca oriente y que la razón antes descrita es directamente proporcional a la cantidad de caudal en este rango de precipitaciones (entre los 34 y los 65,4 [mm/d]), es decir, una razón de $1,61 * 10^{-4}$ para un caudal de 7128 [m³/h] (valor calculado a través del protocolo descrito en el Apartado I.2 del Apéndice I). Así la cantidad máxima de sólidos gruesos a remover por la cámara de rejillas será la equivalente a la cantidad asociada a la escorrentía producida por una precipitación de 65,4 [mm/24 h] y asumiendo además, que la precipitación asociada a dicho caudal es distribuida en forma homogénea durante todo el día. Luego la cantidad de sólidos retenidos será:

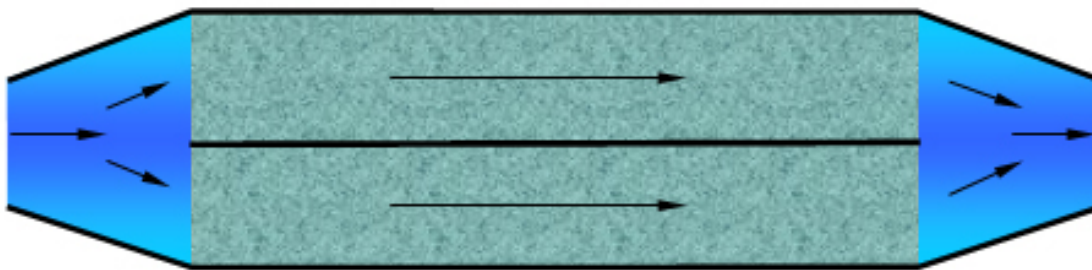
$1,61 * 10^{-4} \text{ [m}^3/\text{m}^3] * 7128 \text{ [m}^3/\text{h}] * 24 \text{ [h]} = 27,54 \text{ [m}^3/\text{día}]$ o 1,15 [m³/h] asumiendo una retención homogénea durante todo el día de precipitación.

6.1.2 Desarenador de flujo horizontal.

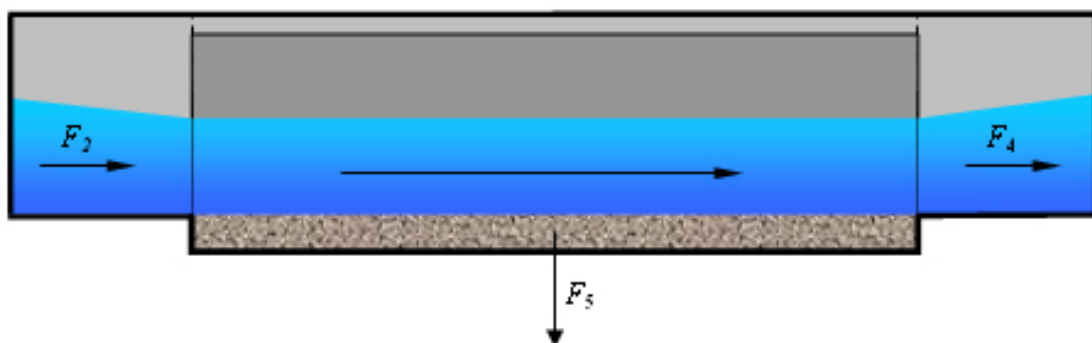
De la misma forma como en la cámara de rejillas, aquí interesa determinar la cantidad de arena retenida en el desarenador. En la Figura 6-2 se representan los flujos de entradas y salidas del equipo (F₂: flujos de entrada, F₄: flujos de salida y F₅: flujo de arena retenida o retirada).

Figura 6-2: Esquema desarenador de flujo horizontal.

Vista Superior



Vista Lateral



Por tanto el balance de masa para el equipo sería el descrito por la Ecuación 6-2:

$$F_2 = F_5 + F_4$$

Ecuación 6-2

Donde:

F_1 = Flujo másico de entrada [kg/h].

F_2 = Flujo másico de salida [kg/h].

F_3 = Flujo másico de arena retenida o retirada [kg/h].

Sin embargo, la cuantificación de estos flujos (en particular F_6) deriva en un problema análogo al descrito en el apartado anterior (determinación de la cantidad de sólidos gruesos en la cámara de rejillas) y por tanto su resolución (determinación de la cantidad de arena a retener) se abordará de un modo similar.

Cabe señalar que el objetivo fundamental del desarenador de flujo horizontal es remover los áridos erosionados provenientes de la subcuenca oriente, de modo que éstos no ingresen al sistema de tratamiento secundario y que el diseño de éste último, no contemplará el tratamiento de la totalidad del caudal que se espera pase por tal desarenador. Bajo esta perspectiva, el presente balance de masa (cuantificación de áridos a remover de la estructura) se dirigirá a la determinación de la cantidad de arenas provenientes en el caudal de diseño del sistema de tratamiento secundario y no los que se encuentran contenidos en el caudal máximo de diseño para el desarenador (15098 [m³/h]). Si bien el caudal recién mencionado es de 24 [m³/h], éste corresponde a la contribución de las dos subcuencas y el correspondiente sólo a la subcuenca oriente se estima será de 20,38 [m³/h] (16,38 [m³/h], máximo valor descrito en el apéndice D, más los 4 [m³/h] presupuestados por concepto de ruptura de cámaras de alcantarillado). Así, y mediante la razón de áridos descritas en la Tabla 4.2 ($3,29 \cdot 10^{-3}$ [m³ de arenas/m³ de agua]) y estimando que, como dicha razón es la presentada por una precipitación de considerables dimensiones (derivando, como se señaló en el apartado anterior, en un caudal de 3708 [m³/h]) se mantendrá esta proporción de áridos arrastrados en el caudal de 20,38 [m³/h]. Por tanto, la cantidad de arena a remover para el caudal base de diseño del tratamiento secundario será de:

$$3,29 \cdot 10^{-3} \text{ [m}^3 \text{ de arenas/m}^3 \text{ de agua]} * 20,38 \text{ [m}^3 \text{/h]} * 24 \text{ [h/d]} = 1,61 \text{ [m}^3 \text{ de arena/d]}.$$

Es notable que 20,38 [m³/h] es una fracción muy pequeña respecto del caudal máximo de diseño y que por tanto, la cantidad de áridos arrastrados por éste último es enormemente mayor que la arrastrada por los 20,38 [m³/h], sin embargo, el proyecto considera desviar las

aguas directamente al Tranque Forestal (sin pasar por el sistema de tratamiento secundario) cuando el caudal confluyente de las dos subcuencas sea mayor que $24 \text{ [m}^3/\text{h]}$ y por ende, las arenas deberán ser retenidas y retiradas aguas debajo de la estructura en cuestión.

6.1.3 Desarenador tipo dique o pantalla.

Si bien la acción de ésta estructura es análoga a la del desarenador de flujo horizontal (remoción de los áridos arrastrados desde la subcuenca sur para evitar su ingreso al sistema de tratamiento secundario) su objetivo además comprende el retener la máxima cantidad de dichos sólidos. Ésta retención (si es posible absoluta) tiene por objeto evitar el ingreso de los sólidos erosionados al Tranque Forestal, con la consecuente prevención de su progresivo embancamiento. Así, se espera que dicha estructura retenga la totalidad de los sólidos erosionados que se estiman concurren al extremo inferior de la subcuenca sur, es decir, los $4962,3 \text{ [m}^3/\text{año]}$ descritos en la Tabla 4.2. Cabe mencionar que, como lo describe la Tabla recién citada, la subcuenca sur es la que aporta la mayor cantidad de sólidos al tranque y que por ende, es la que presenta mayor trascendencia en su condición de embancamiento.

6.2 Balance de energía.

6.2.1 Sistema de bombeo para la remoción de sedimentos en el Tranque Forestal.

La cantidad de sedimentos a remover, del fondo del Tranque Forestal, es determinada asumiendo que éste último posee una profundidad promedio de 1 [m] y que la profundidad de diseño presupuestada en el Apartado 5.3.6 es de 2 [m] , es decir, se considera el retiro de sólidos equivalentes a 1 [m] de profundidad en todo el Tranque. Así, la cantidad de sedimentos a remover será la comprendida por la el metro de profundidad a retirar

multiplicado por el área comprendida por todo el espejo de agua (aproximadamente 10000 [m²]), es decir, 10000 [m³] de sedimentos.

Asumiendo que la tarea de dragado se realizará en un periodo de 7 días, trabajando 8 horas diarias, entonces el flujo de arena a mover será de 178,56 [m³/h] o 0,0496 [m³/s]. La cañería seleccionada para la salida de la bomba es una tipo flexible, de diámetro igual a 0,154 [m] (6"), debido a que se considera este diámetro como el estándar para esta aplicación (información extraída de la cotizaciones efectuadas para la selección de dicho equipo).

Se utiliza la Ecuación 6-3, ecuación de Hazen & Williams, para la determinación de las pérdidas de carga por fricción en la cañería seleccionada (Giles,1994).

$J = 10.665 * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852} * \left(\frac{1}{D}\right)^{4.869}$	Ecuación 6-3
--	--------------

Donde:

J = Pérdida de carga por fricción, en [m/km]

Q = Caudal, en [m³/s]

C = Coeficiente de rugosidad de Chézy, en este caso igual a 150 (CNR,1996).

D = Diámetro de la cañería, en [m]

Reemplazado los valores en la ecuación recién expuesta, se obtiene el siguiente valor para la pérdida de carga:

$$J = 10.665 * \left(\frac{0.0496}{150} \right)^{1.852} * \left(\frac{1}{0.154} \right)^{4.869} = 34.5 \left[\frac{\text{m}}{\text{km}} \right]$$

La distancia máxima estimada para transportar la arena es de 110 [m] (100 [m] de largo del tranque más 10 [m] para disponer en la orilla). Luego las pérdidas serán 3,795 [m]. La altura máxima de profundidad para el tranque será de 2,0 [m]. Así la altura final o de trabajo a realizar por la bomba será 5,795 [m].

Para la determinación de la potencia útil que debe entregar el motor de la bomba se utilizó la Ecuación 6-4 (CNR.1996; Giles, R. 1994):

$P_w = \frac{\gamma * Q * H}{102} [kW]$		Ecuación 6-4
Donde:		
γ	=	Peso específico del fluido, [kg/m ³]
Q	=	Caudal a elevar, [m ³ /s]
H	=	Altura manométrica de elevación, [m]

El peso específico del sedimento fue calculado en el Apéndice G y es igual a 2760 [kg/m³].

Al reemplazar los datos anteriores (peso específico recién descrito, caudal de 0,00207 [m³/s] y una altura manométrica de operación igual a 5,795 [m]) en la Ecuación 6-4 se obtiene la siguiente potencia requerida:

$$P_w = 7,78 \text{ [kW]} = 10,43 \text{ [HP]}.$$

Ahora, la potencia P_s que debe suministrar el motor, en el eje de acoplamiento con la bomba, es igual a la potencia requerida (P_w) dividida por el rendimiento de la bomba. Cabe señalar que la eficiencia (η_B) varía entre 0,65 a 0,75 (CNR,1996). Por tanto, se requiere de una potencia efectiva de:

$$P_s = \frac{P_w}{\eta_B} = \frac{10,43}{0,75} = 13,91 \text{ [Hp]}$$

La potencia del motor eléctrico debe ser entre un 10 a un 15 % mayor que la potencia P_s (CNR,1996) . Entonces la potencia máxima requerida será de:

$$P = 13,91 * 1,15 = 15,99 \approx 16 \text{ [Hp]}.$$

7 Diseño de equipos e instalaciones.

El objetivo de este capítulo es, por un lado, describir las distintas metodologías de cálculo, estimaciones y supuestos necesarios para la definición de las dimensiones básicas de los distintos componentes estructurales del proyecto (desarrollo de la ingeniería básica del proyecto) y por otro, los criterios de selección y descripción de las calidades, cantidades y tipos de materiales a utilizar, así como también las estructuras anexas necesarias para la materialización de los mismos (desarrollo en detalle o ingeniería de detalle del proyecto). Las estructuras u obras civiles que componen el proyecto son: la cámara de rejillas, los desarenadores de ambas subcuencas (desarenador de flujo horizontal y desarenador de pantalla), las necesarias para el sistema de tratamiento secundario (filtro fito-microbiológico de flujo subsuperficial y las relacionadas con la distribución y conducción de las aguas) y por último, las necesarias para la canalización final (ingreso de las aguas tratadas al Tranque Forestal). La descripción completa (dimensiones y lugares de disposición) de la totalidad de las estructuras recién mencionadas se encuentran presentadas, como proyecto resultante, en la Lámina N° 7 del Apéndice L.

Se señala que la totalidad de las pendientes utilizadas en el dimensionamiento, que a continuación se describirá, son determinadas a través de un análisis topográfico de la Lámina N° 2 del Apéndice L. Dicho análisis se direccionó en la búsqueda de la conservación de los potenciales hidráulicos requeridos por el proyecto, especialmente, los que tienen relación con el sistema de tratamiento secundario.

Se establece que la totalidad de los canales fueron diseñados con un factor de seguridad, en su altura de un 8 %. Se diseña con tal factor, debido a que siempre es factible la obturación de alguno de los canales (con sólidos provenientes de las inmediaciones) y por tanto, se asuma

que existen probabilidades de una elevación del nivel de líquido sobre el proyectado a través de los caudales máximos de diseño.

Por último, cabe señalar que, tanto el cálculo estructural como la selección de los materiales de construcción para las obras civiles ya descrita, fueron realizados por el Sr. Álvaro Peña F., Ingeniero Civil Constructor del Grupo de Geotecnia de la Universidad Católica de Valparaíso.

7.1 Cámara de rejas.

7.1.1 Ingeniería básica.

El diseño de la cámara de rejas se encuentra estrechamente ligado al del desarenador de flujo horizontal (descrito en el apartado 7.2). Se presenta dicha relación debido a que su metodología de diseño considera como altura útil de líquido (en la cámara de rejas) la altura utilizada en el desarenador ya mencionado. El procedimiento de diseño corresponde a la siguiente secuencia: primero se determina, a partir de un ancho de garganta seleccionado, la altura útil de líquido en el desarenador (entiéndase por garganta a una reducción de la sección perpendicular al flujo en el canal de conducción) y luego es ésta la utilizada como altura útil en la cámara de rejas.

A pesar de que la velocidad de aproximación del líquido (velocidad lineal en la dirección del flujo) recomendada por la literatura se encuentra dentro del rango de 0,3 a 0,6 [m/s] (Metcalf & Eddy, 1995), en el proyecto se trabajó con una velocidad sensiblemente mayor (1,8 [m/s]). Dicho parámetro se fijó considerando que la cámara se diseñó para el caudal máximo esperado (4,194 [m³/s]) y que para establecer la máxima velocidad recomendada (0,6 [m³/s]) se necesitaría construir un canal más ancho que el permite el terreno dispuesto para su

emplazamiento. No obstante, para suplir el subdimensionamiento, se contemplan algunas modificaciones en la operación de la cámara y técnicas de prevención para la disposición descontrolada de residuos sólidos gruesos en la subcuenca oriente (ambas consideraciones descritas en el siguiente capítulo).

Así, el ancho requerido (A_r) para el flujo mencionado se encuentra modelado por la Ecuación 7-1 (Fair, 1973). En la Figura 7-1 se muestra un esquema de la cámara de rejillas con sus principales parámetros de diseño.

$A_r = \frac{F_1}{v_a * h_u}$		Ecuación 7-1
Donde:		
A_r	=	Ancho de canal requerido [m ²].
F_1	=	Caudal máximo de entrada en [m ³ /s].
v_a	=	Velocidad de aproximación, en [m/s].
h_u	=	Altura útil, en [m].

Luego al reemplazar los valores $F_1 = 4,19$ [m³/s], $v_a = 1,8$ [m/s] y $h_u = 1,45$ [m] (valor calculado mediante la Ecuación 7-3 del Apartado 7.2.1) se tiene que:

$$A_r = \frac{F_1}{v_a * h_u} = \frac{4,194}{1,8 * 1,45} = 1,6069 \approx 1,61 \text{ [m]}$$

A partir de A_r se determina n mediante su despeje de la Ecuación 7-1 (Collado, R. 1991; Fair, G. 1973):

$A_r = (n + 1) * E_b$		Ecuación 7-2
Donde:		
E_b	=	Espaciamiento entre las barras [m].
n	=	Número de barras.

Así despejando n se tiene:

$n = A_r \frac{1}{E_b} - 1$	Ecuación 7-3
-----------------------------	--------------

Reemplazando A_r y considerando un valor de E_b igual a 0,06 [m] (Metcalf & Eddy. 1995) en la Ecuación 7-3 se tiene que:

$$n = \left(\frac{A_r}{E_b} \right) - 1 = \left(\frac{1,61}{0,06} \right) - 1 = 25,83 \approx 26$$

Ahora el ancho interno total del canal se encuentra fijado por la Ecuación 7-4, es decir, la suma de los espacios libres más el ancho ocupado por las barras:

$A_{\text{canal}} = A_r + n * \alpha_b$	Ecuación 7-4
---	--------------

Donde:

$$A_{\text{canal}} = \text{Ancho interior del canal [m].}$$

a_b = Ancho de las barras [m].

Al reemplazar en la Ecuación 7-4 los valores de A_r , n y un valor de a_b de 0,008 [m] (Metcalf & Eddy, 1995) se obtiene un ancho de canal de:

$$A_{\text{canal}} = A_r + n \cdot a_b = 1,61 + 26 \cdot 0,008 = 1,82 \text{ [m]}$$

Luego fijando un largo de la cámara de rejas se determina la superficie que utilizará el dispositivo. Como ya se mencionó se utilizó la misma altura útil (h_u) determinada, para la cámara desarenadora, según la Ecuación 7-13 (1,45 [m]). Se determinó, por último y a través de la Ecuación 7-5 (Fair, G. 1973), las pérdidas de carga admisibles por la estructura. Cabe señalar que dicha pérdida debe ser menor a 0,15 [m] (Metcalf & Eddy, 1995).

$h_l = \beta \cdot \left(\frac{a_b}{E_b} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{v_e}{2 \cdot g} \cdot \text{sen}(\alpha)$	Ecuación 7-5
---	--------------

Donde:

h_l = Pérdida de carga, en [m].

β = Coeficiente dependiente de la forma de la barra.

g = Aceleración de gravedad [m/s²].

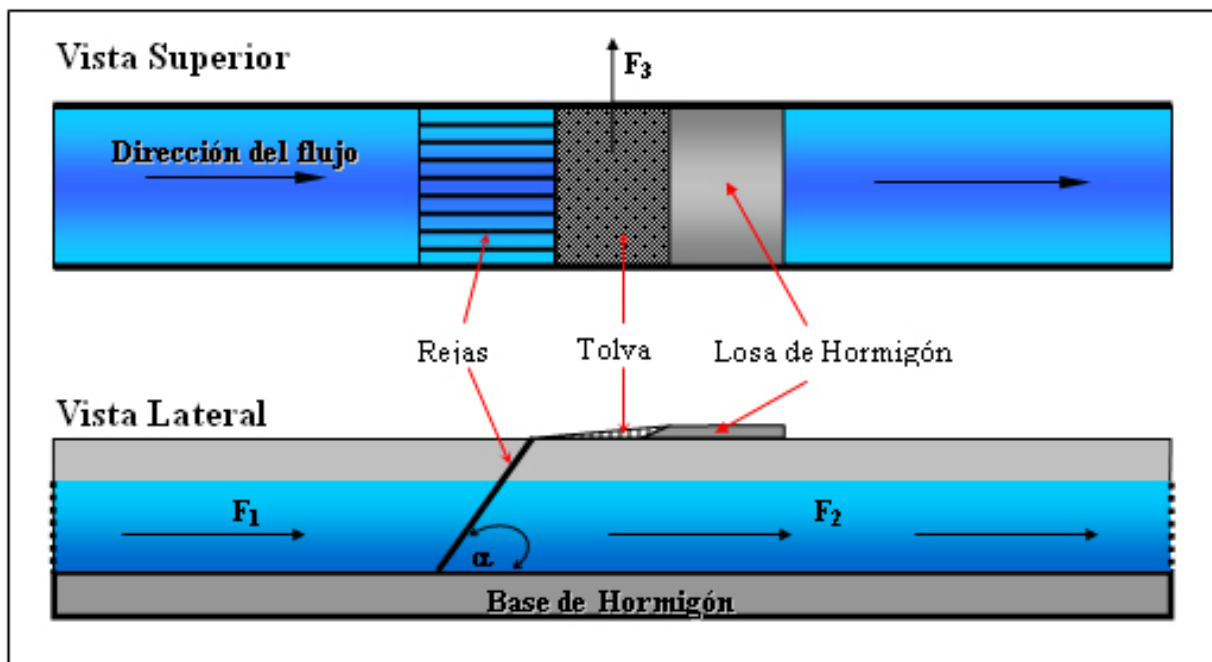
α = Ángulo de inclinación respecto de la horizontal, [rad.].

Reemplazando en la Ecuación 7-5 los valores ya descritos, además del coeficiente β para barras de sección rectangular e igual a 2,42 (Fair, G. *et al.* 1971) y asumiendo un ángulo de

0,96 [rad] o lo que es equivalente 55° sobre la horizontal, se corrobora el siguiente valor para las pérdidas de carga:

$$h_z = 2,42 * \left(\frac{8}{60}\right)^{7/3} * 1,8 * \frac{\text{sen}(0,96)}{2 * 9,8} = 0.0124 \text{ [m]}$$

Figura 7-1: Esquema de la cámara de rejillas y sus estructuras anexas.



Como la recolección de los desechos es manual, se considera el diseño de una tolva de recolección que permita por un lado, la acumulación temporal de los sólidos retenidos y por otro, la percolación de la fracción de agua arrastrada por los mismos. Se contempla además, la utilización de dos rastrillos para la recolección y posterior retiro de los sólidos acumulados. La tolva se compone básicamente de una plancha de metal con orificios para la percolación, sin embargo se presenta en detalle en el siguiente apartado.

Por último, en la Tabla 7.1 se presentan las dimensiones básicas de la presente cámara.

Tabla 7.1: Resultados del diseño cámara de rejillas.

Dimensiones	Valores
Altura de líquido [m]	1,45
Ancho canal [m]	1,82
Largo de la barra [m].	2,14(1,47 +0,67)
Ancho [mm]	50
Espesor [mm]	8
N ° de barras	26

7.1.2 Ingeniería de detalles.

7.1.2.1 Tolva de acopio y herramientas de limpieza.

Como se mencionó en el apartado anterior, se contempla (como parte de las estructuras anexas a la cámara de rejillas) una tolva de fierro para el acopio de los sólidos retenidos en dicha cámara. Sus dimensiones son de 1,85 [m] de largo, 0,5 [m] de ancho con un espesor de 4 [mm]. Además será fijada a la estructura mediante pernos HILTI. Se harán perforaciones equidistantes de 15 [mm] de diámetro (para la percolación del agua arrastrada por los sólidos), tal como lo describe la Figura 7-2 (Metcalf & Eddy. 1995).

Se consideran además, como estructuras anexas, una losa de hormigón armado (construida con el fin de conferir espacio para que el operario pueda realizar normalmente la limpieza de la cámara) y una baranda de fierro de 0,8 [m] de altura construida con barras rectangulares de 2,5 pulgadas de espesor (ésta última estructura conferirá la seguridad necesaria para la operación de limpieza). Se presenta mayor detalle, respecto de las estructuras recién mencionadas, en la Lámina N° 3 del Apéndice L.

Figura 7-2: Esquema de tolva receptora de desechos de la cámara de rejas.

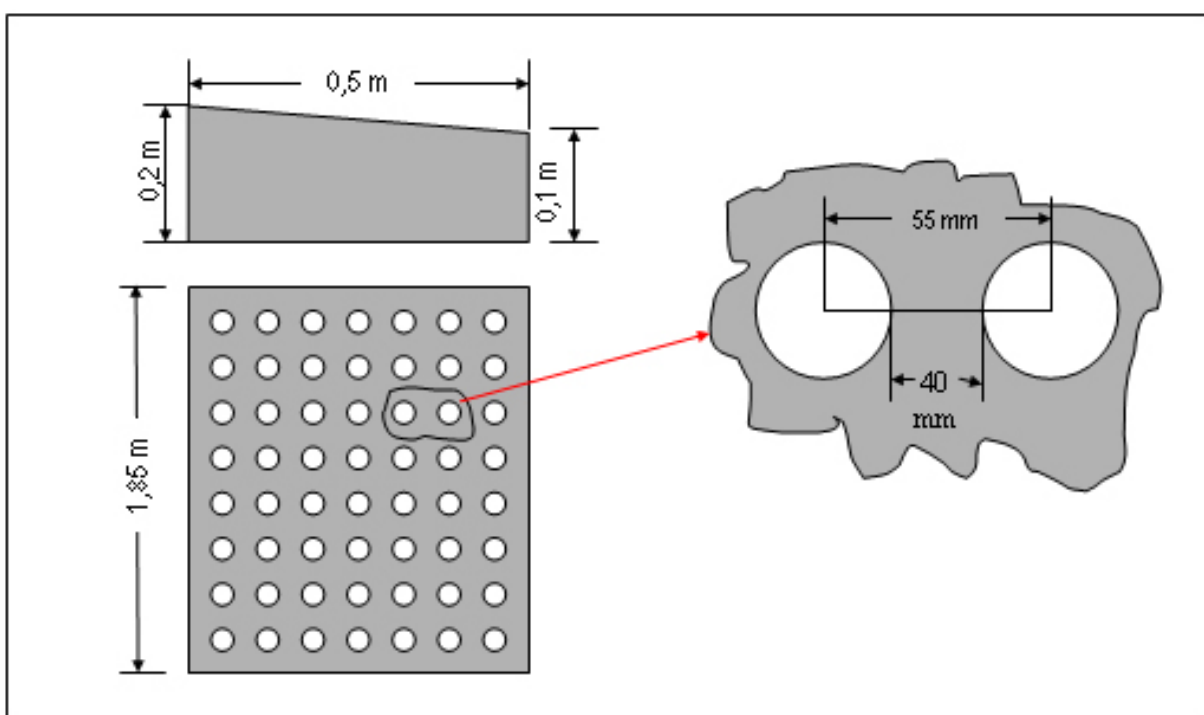
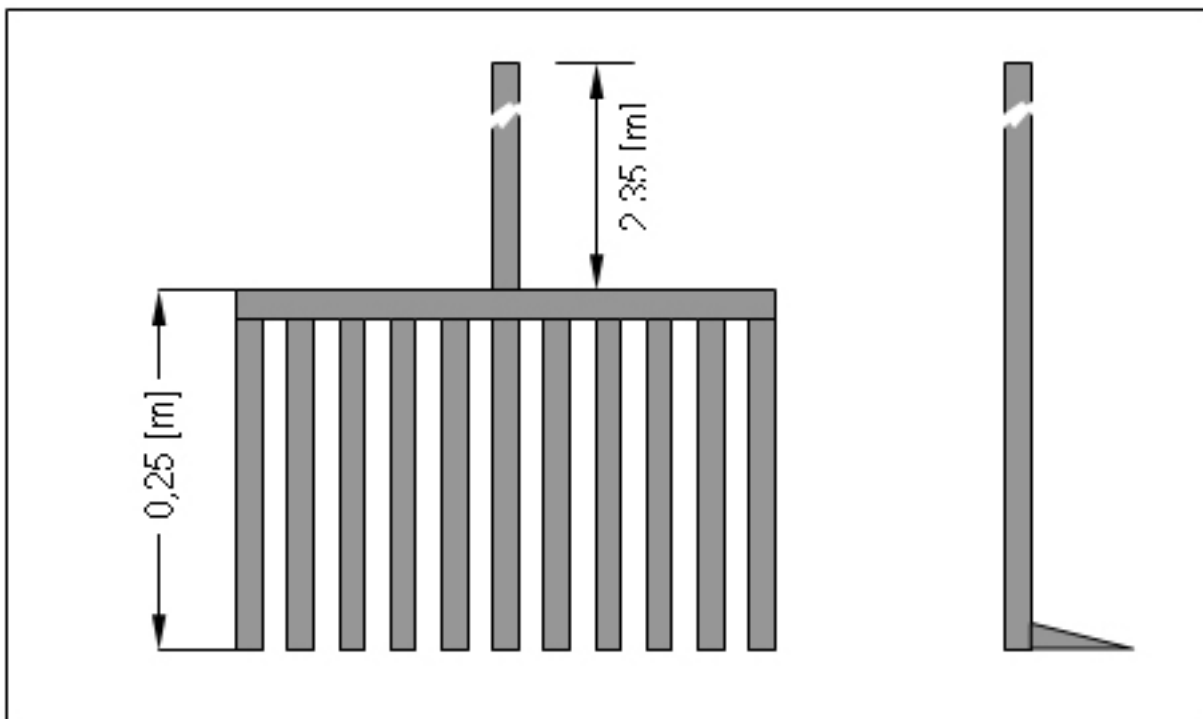


Figura 7-3: Esquema del rastrillo de limpieza para la cámara de rejas.



Como se mencionó en el Apartado 5.1.4, la cámara de rejillas proyectada es de operación manual, considerando para tal efecto, el diseño de dos rastrillos. Cada rastrillo se proyecta como el descrito en la Figura 7-3 y consiste en 26 barras de hierro de 8 [mm] de espesor y espaciadas cada 60 [mm], con un ancho total de 90 [cm]. Los rastrillos poseen un largo de 25 [cm], además de una proyección de madera (mango) de 2,35 [m]. Por último, se destaca que al final de cada barra de hierro se considera un agregado en forma de cuña para asegurar la fijación de dicha herramienta a los sólidos (ver Figura 7-3).

7.1.2.2 Canal de entrada a la cámara de rejillas.

Las dimensiones de éste canal son calculadas mediante la Fórmula de Manning (Ecuación 7-6) y su protocolo de cálculo considera lo siguiente (Giles, R. 1994):

1) El flujo que pasa a través del canal se puede escribir como la Ecuación 7-7.

$v = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$	Ecuación 7-6
---	--------------

$F = v * A$	Ecuación 7-7
-------------	--------------

Donde:

F = Caudal de agua en el canal analizado [m^3/s].

v = Velocidad lineal del líquido en dirección del flujo [m/s].

A = Área de la sección del canal (perpendicular al flujo) inundada por el líquido [m^2].

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

R = Radio Hidráulico, definido como A dividido por el perímetro mojado [m].

S = Pendiente del radier del canal analizado [m/m].

2) Combinando las ecuaciones anteriores y despejando éstas en función de las variables que dependen sólo de la configuración geométrica del canal analizado, se obtiene la Ecuación 7-8:

$\frac{F * n}{S^{1/2}} = A * R^{2/3}$	Ecuación 7-8
---------------------------------------	--------------

2) Como para canales de sección rectangular, se calcula un radio hidráulico (R) igual al expresado por la Ecuación 7-9:

$R = \frac{\text{Sección de líquido perpendicular al flujo}}{\text{Perímetro mojado por dicha sección}} = \frac{a * b}{(2 * a + b)}$	Ecuación 7-9
--	--------------

Donde:

a = Altura del canal cubierta por el líquido [m].

b = Ancho del canal cubierto por el líquido [m].

4) Considerando que el área (A) se puede expresar (para canales de sección rectangular) como la Ecuación 7-10:

$$A = a * b$$

Ecuación 7-10

5) Se combinan las ecuaciones anteriores para escribir la Ecuación 7-8 en función de las dimensiones buscadas, es decir, la Ecuación 7-11.

$\frac{Q * n}{s^{1/2}} = A * R^{2/3} = a * b * \left(\frac{a * b}{2 * a + b} \right)^{2/3}$	Ecuación 7-11
--	---------------

6) Por último, definiendo una relación ancho/alto recomendada y considerando las características del material de construcción del canal, así como la cantidad de caudal a ser canalizado, se determinan las dimensiones (alto y ancho) del canal analizado.

Luego en la ecuación 7-11 se reemplazan el valor del caudal máximo esperado (F_1) igual a 4,194 [m³/s], un Factor de Rugosidad de Manning para material de mampostería en piedra (n) igual a 0,015 (Giles, R. 1994) y una pendiente considerada como idéntica a la presentada por el terreno de emplazamiento igual a 0,7 %, además de considerar una relación ancho/alto de 2 (valor recomendado por Giles, 1994), calculándose una altura de líquido en el canal de:

$$\frac{4,194 * 0,015}{0,007^{1/2}} = 0,7519 = a * 2 * a * \left(\frac{a * 2 * a}{2 * a + 2 * a} \right)^{2/3} \Rightarrow a = 0,824 \text{ [m]}$$

Por tanto, el ancho del canal será $b = 2 * a = 1,648 \cong 1,65$ [m]. Finalmente, asumiendo un factor de seguridad para la altura del 8%, se diseñará el canal con una altura de 0,89 [m] $\cong 0,9$ [m].

Se destaca que el material de construcción seleccionado para este canal es mampostería en piedra y el criterio de selección se basa fundamentalmente en el bajo costo relativo a otros materiales comúnmente utilizados, como por ejemplo, el hormigón armado.

7.2 Desarenador de flujo horizontal.

7.2.1 Ingeniería básica.

Si bien es cierto, el objetivo de esta estructura es la remoción de los áridos erosionados provenientes de la subcuenca oriente (para que ellos no ingresen al sistema de tratamiento secundario) se diseñará, en primera instancia, para llevar a cabo la canalización del máximo caudal esperado para esta subcuenca ($F_2 = 4,194$ [m³/s]) y no para el objetivo propuesto

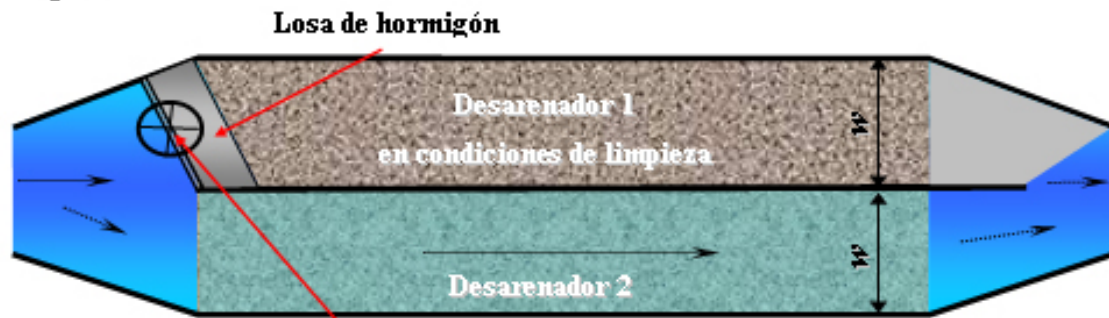
(remoción de los áridos). Se diseñará así ya que la magnitud de las dimensiones requeridas para dicha canalización satisfarán con creces las requeridas para la retención de los áridos en régimen de flujo normal (llámese régimen de flujo normal al flujo de operación del sistema de tratamiento secundario).

Se utilizarán dos canales desarenadores (con el fin de que opere uno mientras el otro se encuentra en fase de limpieza) y el caudal que deberá canalizar cada uno (F_4) será entonces de 2,097 [m³/s].

En la Figura 7-4 se describen las variables de diseño de mayor relevancia.

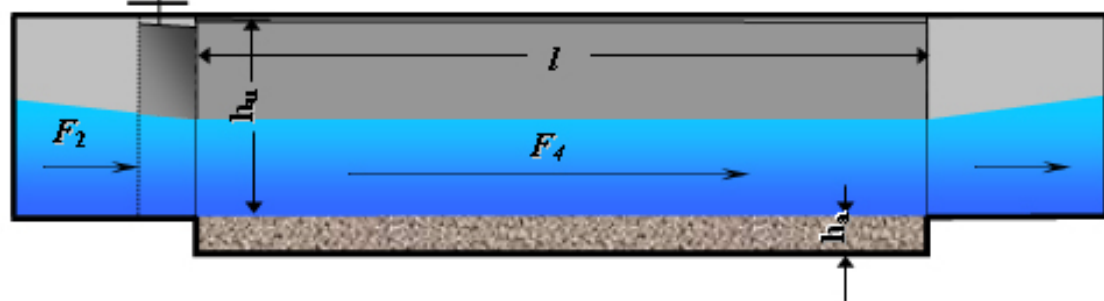
Figura 7-4: Esquema de la cámara desarenadora y sus estructuras anexas (operación normal del desarenador 2).

Vista Superior



Válvula de Compuerta (cerrada)

Vista Lateral



La velocidad de sedimentación de la partícula (v_s) se calculó como 0,0924 [m/s] (ver apéndice G) y la de desplazamiento (v_d) se asumió como 1,2 [m/s], pues al igual que en el caso de la cámara de rejas se estimó que el flujo máximo de diseño determinará inexorablemente una velocidad de desplazamiento mayor que la que determina una sedimentabilidad completa (la velocidad para sedimentabilidad completa de los áridos registrados en el muestreo del Tranque Forestal es, como se determinó en el Apéndice H, igual a 0,3 [m/s]).

El flujo a través de una garganta (estrangulación), en particular la relación entre la altura de líquido y el flujo volumétrico, se encuentra modelada mediante la Ecuación 7-12 (Fair, 1973).

$F_q = k * b * h^{3/2}$		Ecuación 7-12
Donde:		
F_q	=	Caudal máximo esperado en cada canal [m ³ /s].
b	=	Ancho de la garganta [m].
h	=	Altura de líquido en la garganta [m].
k	=	Constante igual a 3,5.

Luego la altura es, asumiendo un ancho de garganta de 0,3 [m] (Fair, 1973), de:

$$l = \left(\frac{y}{y_0} \right) * \left(\frac{2}{3} \right) * h_u * \left(\frac{v_d}{v_s} \right) = (0,75) * \frac{2 * 1,45 * 1,2}{0,0924 * 3} = 9,4 \text{ [m]}$$

Por tanto y asumiendo un factor de seguridad del 10 % para la altura del desarenador, se tiene que su altura (h_d) es:

$$h_d = 1,1 * h = 1,1 * 1,58 = 1,75 \text{ [m]}$$

Considerando una altura para la acumulación de arenas de 0,3 [m] se contempla una altura máxima de líquido, igual a:

$h_u = h_d - 0,3 = 1,75 - 0,3 = 1,45 \text{ [m]}$	Ecuación 7-13
---	---------------

El ancho del canal se encuentra modelado por la Ecuación 7-14 (Fair,1973).

$w = \frac{3 * F_4}{2 * k_u * v_d}$		Ecuación 7-14
Donde:		
v_d	=	Velocidad de desplazamiento [m/s].
k_u	=	Altura útil [m].

Luego reemplazando los valores ya descritos en la Ecuación 7-14, se calcula un ancho para cada subcanal de la cámara desarenadora (llámese cámara desarenadora al conjunto de los dos subcanales dispuesto para llevar a cabo el fenómeno de sedimentación) de:

$$w = \frac{3}{2} * \frac{2,097}{1,45 * 1,2} = 1,8078 \cong 1,81 \text{ [m]}$$

Y por último, el largo del equipo se encuentra modelado por la Ecuación 7-15 (Fair,1973).

$l = \left(\frac{y}{y_0}\right) * \frac{2}{3} * k_u \left(\frac{v_d}{v_s}\right)$		Ecuación 7-15
Donde:		
y/y_0	=	Eficiencia de remoción de áridos.

Luego reemplazando los valores ya descritos, considerando una eficiencia de remoción del 75 % (Metcalf & Eddy,1995), se calcula un largo de:

$$l = \left(\frac{y}{y_0}\right) * \left(\frac{2}{3}\right) * k_u * \left(\frac{v_d}{v_s}\right) = (0,75) * \frac{2 * 1,45 * 1,2}{0,0924 * 3} = 9,4 \text{ [m]}$$

En síntesis, las dimensiones básicas de los subcanales desarenadores son las descritas en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2: Dimensiones la cámara desarenadora.

Dimensión	Valor
Largo [m]	9,4
Altura de líquido [m]	1,45
Altura canal [m]	1,75
Ancho canal [m]	1,81
N ° canales	2
Capacidad de retención [m ³ de arena]	10,2

7.2.2 Ingeniería de detalle.

La estructura básica se encuentra conformada (al igual que la cámara de rejillas) de canales de hormigón armado, cuya descripción detallada se presenta en la Lámina N° 3 del Apéndice L. Se considera hormigón armado por la flexibilidad que presenta este material frente a esfuerzos variables sobre la estructura. Se asume la condición anterior debido a que por un lado, los canales presentan niveles considerablemente variables de líquido durante el año y por tanto esfuerzos, sobre la estructura y en dirección al suelo natural desde el eje del canal, variables en la misma proporción que los niveles de líquido y por otro, la composición del suelo natural (gravilla) que provoca esfuerzos distintos, sobre la estructura y en dirección al eje de los

canales, por la acción de movimientos sísmicos o compactación del terreno por el tránsito normal de vehículos. Cabe señalar que el cálculo estructural (selección, dimensionamiento y disposición de materiales de construcción, tales como concreto, malla de fierro, emplantillados, etc.) descrito en la lámina recién descrita, fue realizado por el Sr. Álvaro Peña F. (Ingeniero Constructor del Grupo de Geotecnia de la Universidad Católica de Valparaíso).

7.2.2.1 Sistema de distribución de caudal para la operación diferida de los subcanales desarenadores 1 y 2.

Como se mencionó en el apartado anterior, se proyecta la cámara desarenadora como dos canales que operarán diferidamente (en la Figura 7-4 se encuentra operando el canal desarenador 2). Para tal efecto se considera guiar las aguas, a sólo uno de ellos (canal desarenador 1), mediante diferencias en las pendientes del radier del canal de entrada a dicha cámara tal como se describe en la Figura 7-5 (en ella se describe la condición de operación del desarenador 1 y disposición para limpieza del desarenador 2). De esta manera, en condiciones normales de operación (caudales bajo los 20,38 [m³/h]), las aguas ingresarán por sí mismas sólo al desarenador 1. Una vez que éste último a copado su capacidad (5,1 [m³ de arena]) se desviaré el flujo, mediante el cierre de la válvula de compuerta descrita en la figura recién mencionada, al desarenador 2. Cabe señalar que las pendientes de diseño (descritas en la figura) fueron seleccionadas considerando la mantención de la sección formada en el canal de entrada a la cámara de desarenado (inmediatamente luego de la cámara de rejillas) por un caudal igual a 20,38 [m³/h] manteniendo, de esta forma, la conservación de la velocidad del flujo (aguas abajo), pese a su cambio de dirección. Dicha sección mediante el protocolo descrito en el apartado 7.1.2.2.

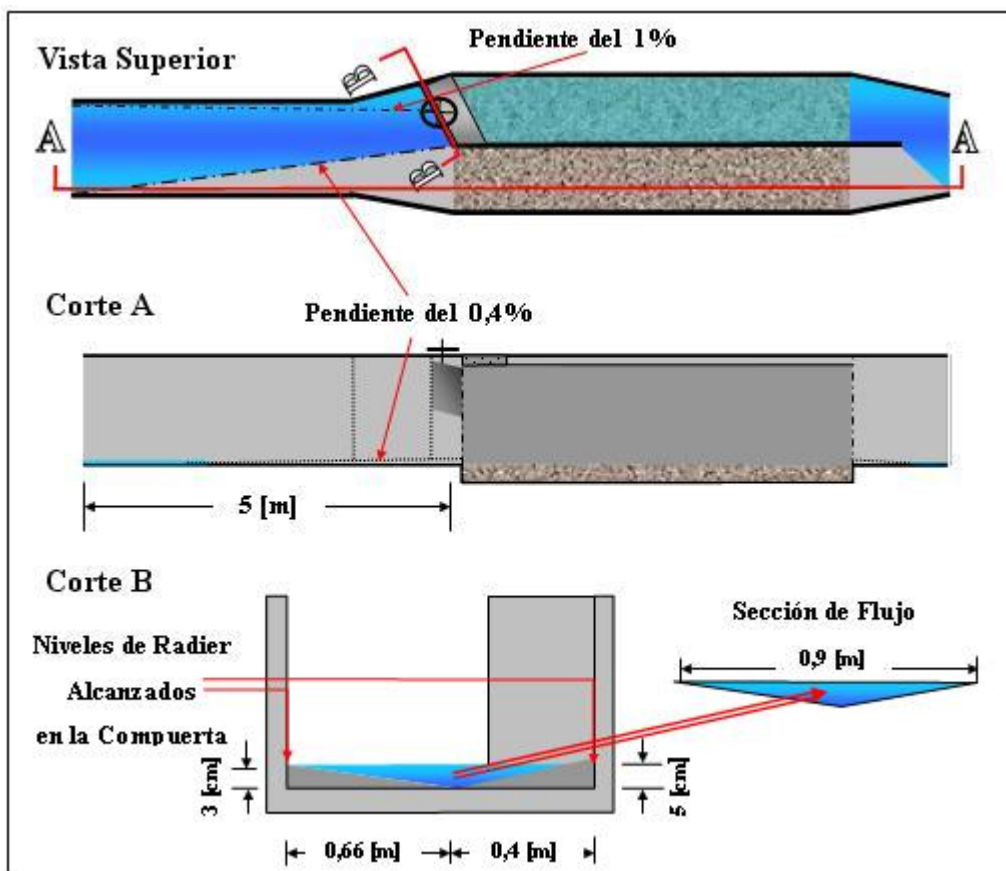
Así, para un caudal de $5,7 * 10^{-3}$ [m³/s] (20,38 [m³/h]), un Coeficiente de Manning característico para materiales de concreto, de 0,012 (Giles, R. 1994), una pendiente de terreno (pendiente del radier del canal en este caso) de 0,004 [m/m] y un ancho fijo de 1,82 [m] es posible calcular, mediante la Ecuación 7-11, la siguiente altura de líquido:

$$\frac{5,7 \cdot 10^{-3} \cdot 0,012}{0,004^{1/2}} = 0,00108 = a \cdot 1,82 \cdot \left(\frac{a \cdot 1,82}{2 \cdot a + 1,82} \right)^{2/3} \Rightarrow a = 0,0071 [\text{m}] = 7,1 [\text{mm}]$$

y por tanto una sección de 128 [cm²].

Cabe señalar que se utilizará, como pendiente de la estructura, la que presenta actualmente el terreno natural. dicha pendiente se considera sólo hasta la salida de la cámara de rejas, ya que aguas abajo de este punto, regirán las descritas en la Lámina 3 del Apéndice L.

Figura 7-5: Sistema de distribución de aguas a los subcanales de la cámara desarenadora (operación normal del desarenador 1).



Con la sección calculada (128 [cm²]) y con los valores ya descritos, además de la Ecuación 7-6, se calcula una velocidad de flujo igual a:

$$v = \frac{1}{0,012} * 0,0367^{\frac{2}{3}} * 0,004^{\frac{1}{2}} = 0.43 [\text{m/s}]'$$

Así, para una sección de 128 [cm²] se requerirá, con la configuración mostrada en la Figura 7-5, de las pendientes allí descritas y de que estas sean efectivas en una distancia de no menos de 5 [m]. Con estas dimensiones se recalcula un radio hidráulico (R_2) (basado en el corte B de dicha figura) igual a:

$$R_2 = \frac{0,9[\text{m}] * 0,03[\text{m}]}{(0,661 + 0,242)[\text{m}]} = 0,01495 [\text{m}]$$

Y por tanto se determina, considerando una pendiente igual al promedio de las recién descritas (0,4 y 1%) y por intermedio de la Ecuación 7-6, una velocidad de flujo (v_2) (antes de ingresar a la compuerta) de:

$$v_2 = \frac{1}{0,012} * 0,01495^{\frac{2}{3}} * 0,007^{\frac{1}{2}} = 0.41 [\text{m/s}]$$

De esta manera es posible asegurar que el flujo se comportará estable en todo el trayecto de canalización y que para el flujo de operación normal éste no rebalsará de la canalización diseñada.

La distribución de flujos descrita permite la limpieza del desarenador 1 (retirar los sólidos retenidos en su interior) sin perder, el sistema, la capacidad de seguir reteniendo los áridos provenientes de la subcuenca en cuestión (en caso de colapsar el desarenador 1, entraría en operación el desarenador 2). Cabe señalar que cuando el caudal sea mayor que el máximo posible de ser canalizado mediante las pendientes antes descritas (presencia de precipitaciones

o rotura de cámaras de alcantarillado en la subcuenca) deberá entrar en operación el subcanal de desarenado 2 (cierre de la válvula de compuerta), pues en su defecto las aguas serán repartidas a ambos subcanales (fenómeno indeseado desde la perspectiva operacional de la cámara).

Por otro lado, en condiciones límites (en presencia del caudal máximo de diseño) no se llevará a efecto la distribución de caudales y serán utilizados ambos subcanales para conducir las aguas, favoreciendo así el fluir de las mismas, evitando la formación de resaltos hidráulicos por cambio de dirección del flujo (condición que podría llevar las aguas fuera de la estructura). Se destaca que, por un lado y en las condiciones recién expuestas, las aguas no serán conducidas al sistema de tratamiento secundario, desviándolas directamente al Tranque Forestal (by-pass descrito en la Lámina N° 7 del Apéndice L), y que por otro, las pendientes de radier utilizadas para conducir bajos caudales al desarenador 1 no afectarán el flujo normal de agua a través de ambos desarenadores (para los ya citados caudales punta, estas pendientes presentan un efecto despreciable).

Por último se consideran, como estructuras anexas a la cámara de desarenado, una losa de hormigón armado y una baranda (descritas en detalle en la Lámina N° 3 del Apéndice L) que conferirán la seguridad adecuada para la normal operación de la válvula de compuerta.

7.2.2.2 Canal de salida del desarenador.

La metodología de cálculo, para el dimensionamiento de este canal, es análoga a la descrita para el canal de entrada a la cámara de rejillas. Sin embargo, la pendiente utilizada para este tramo es de $S = 0,004$; el resto de las variables siguen siendo las mismas (Factor de Rugosidad de Manning igual a 0,015 y un flujo de 4,19 [m³/s]). Al reemplazar los valores recién descritos en la Ecuación 7-8 se calcula una relación de:

$$\frac{F_6 * n}{S^{1/2}} = A * R^{2/3} = 0,9937$$

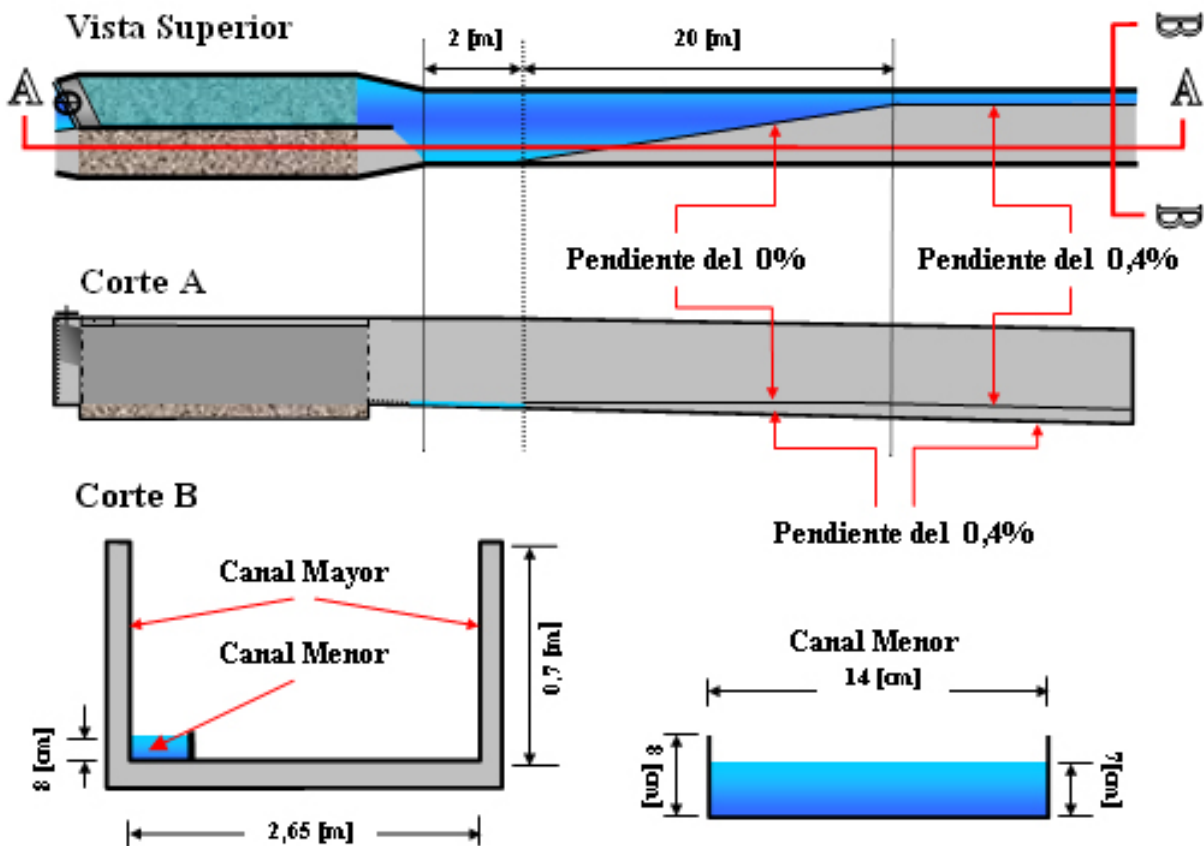
Como es necesario que este canal pase por debajo del atraveso de la avenida El Sol (ver Lámina N° 2 del Apéndice L), el que posee una altura actual de 0,7 [m], se fijará la altura del canal de salida del desarenador como 0,7 [m]. Entonces, a partir de esta condición y reemplazándola en la expresión anterior, asumiendo un factor de seguridad del 8 %, se determina el ancho necesario del canal.

$$a * b * \left(\frac{a * b}{2a + b} \right)^{2/3} = 0,65 * b * \left(\frac{0,65 * b}{2 * 0,65 + b} \right)^{2/3} = 0,9937 \Rightarrow b = 2,65 \text{ [m]}.$$

Cabe señalar que la construcción de las paredes del canal se llevará a efecto en mampostería de piedra por las razones expuestas en el apartado 7.1.2.2, sin embargo, el radier del mismo se construirá de hormigón. Se selecciona el hormigón para el radier, ya que el canal deberá ser capaz de canalizar diferencialmente el caudal máximo de diseño (14916 [m³/h], descrito como F_6 en la Figura 5-12) y el limitado por el sistema de tratamiento secundario (20,38 [m³/h], descrito como F_{10} en la Figura 5-12), y para ello es necesaria la construcción de un radier con dimensiones finas. Si bien es cierto, ambos caudales serán conducidos inicialmente en la misma dirección, una vez pasado el atraveso de la Av. El Sol, como se describe en detalle en la Lámina N° 7 del apéndice L, éstos deben seguir direcciones distintas. El primero y los mayores a 20,38 [m³/h] serán conducidos directamente al Tranque Forestal, mientras que el segundo (y los menores a él) ingresaran al sistema de tratamiento secundario. Para llevar a efecto dicha canalización diferencial se utilizará el mismo sistema diseñado para conferir la operación dual al desarenador de flujo horizontal, es decir, luego de la determinación de las dimensiones necesarias para canalizar los caudales menores, se determinan las pendientes de radier adecuadas para dirigir las aguas a un subcanal ubicado dentro del necesario para la canalización de los caudales mayores. Así, mediante el protocolo descrito en el apartado 7.1.2.2 se calcula, para los 20,38 [m³/h], un coeficiente de Manning de 0,012, una pendiente

del 0,4 % y asumiendo un ancho igual al doble de la altura, un canal de hormigón con las siguientes dimensiones: 7 [cm] de alto por 14[cm] de ancho. Para efectos de cálculo se asumirá una altura con un centímetro más que el calculado (factor de seguridad), debido a la posible obturación por acumulación de residuos arrastrados desde las inmediaciones del canal, al interior del mismo. Por tanto, se comenzará la canalización 2 [m] aguas abajo del extremo inferior de los subcanales desarenadores (tramo definido para la estabilización del caudal, luego del cambio de dirección) y se materializará trazando en el radier una elevación diagonal de pendiente del 0%, tal como la descrita en la Figura 7-6, mientras se mantiene en el fondo de las paredes del canal mayor una pendiente del 0,4 %. De la forma anterior es posible canalizar diferencialmente los flujos bajos sin afectar mayor mente la fluidez de los caudales mayores (el sobresalto producido es menor y se encuentra considerado en el factor de seguridad del 8 % con el cual se dimensionó la altura del canal mayor).

Figura 7-6: Canalización diferencial de las aguas provenientes de la subcuenca oriente.



Por último, cabe señalar que la configuración recién descrita se mantendrá hasta la unión de dichos canales con el proveniente de la subcuenca sur, en donde por medio de una válvula de compuerta serán dirigidos, como se describe en la Lámina N° 7 del Apéndice L, el canal mayor al Tranque Forestal y el canal menor a dicha compuerta.

7.3 Desarenador tipo pantalla.

Para el diseño del desarenador de tipo pantalla (o represa) se utilizó como referencia los desarenadores existentes en la subcuenca norte del Tranque Forestal (estructuras descritas en el Apartado 3.4.7). Éstos son utilizados para contener las aguas y los sedimentos que descienden por esta quebrada hacia el sector de Potrerillos, permitiendo un flujo más controlado del agua y la remoción de los sólidos contenidos en ella.

7.3.1 Ingeniería básica.

El diseño de esta estructura se encuentra definido, más que por la cantidad y características del caudal a desarenar (como en el caso del desarenador de flujo horizontal), por las características geo-morfológicas del lugar del emplazamiento. La característica anterior se debe a que, en primeras instancia, el diseño debe asegurar la fijación de la estructura en el terreno del emplazamiento, ya que de lo contrario ésta podría ser arrastrada, volcada o fracturada por la masa de agua y sedimentos que debe contener. Cabe señalar que la situación recién descrita ha provocado desastres de importantes dimensiones en nuestro país, normalmente inundando (como una avalancha de lodo, piedras y agua) importantes sectores urbanos con consecuencias, como es de esperar, de números importantes de muertos, heridos y damnificados.

Bajo el contexto anterior y en primera instancia se define, antes del diseño propiamente tal, el lugar de emplazamiento descrito en la Lámina N° 4 del Apéndice L (fondo de quebrada distante a 240 [m] de la cancha de fútbol allí descrita y entre las cotas 115 y 120 [msnm]). En la selección de dicho lugar se consideraron los siguientes factores:

Se encuentra relativamente cerca del complejo deportivo construido en las cotas bajas de la subcuenca sur (linealmente a 240 [m] de la esquina más próxima de la cancha de fútbol). Cabe señalar que será este el lugar por donde transitará la maquinaria encargada de la extracción y transporte de los sólidos acumulados por la estructura en cuestión. Se seleccionó este lugar debido a que la quebrada presenta, como muestra la Lámina N° 1 del Apéndice L, pendientes considerables en toda su extensión, aumentando en forma importante los costos de remoción de sólidos, si éstos son transportados a través de otro sitio que no sea el seleccionado.

De todo el fondo de quebrada, el seleccionado es uno de los que presenta una mayor superficie de inundación (considerando la diferencia de cotas de la lámina, es decir 5 [m], se calcula un área de 1569 [m²]).

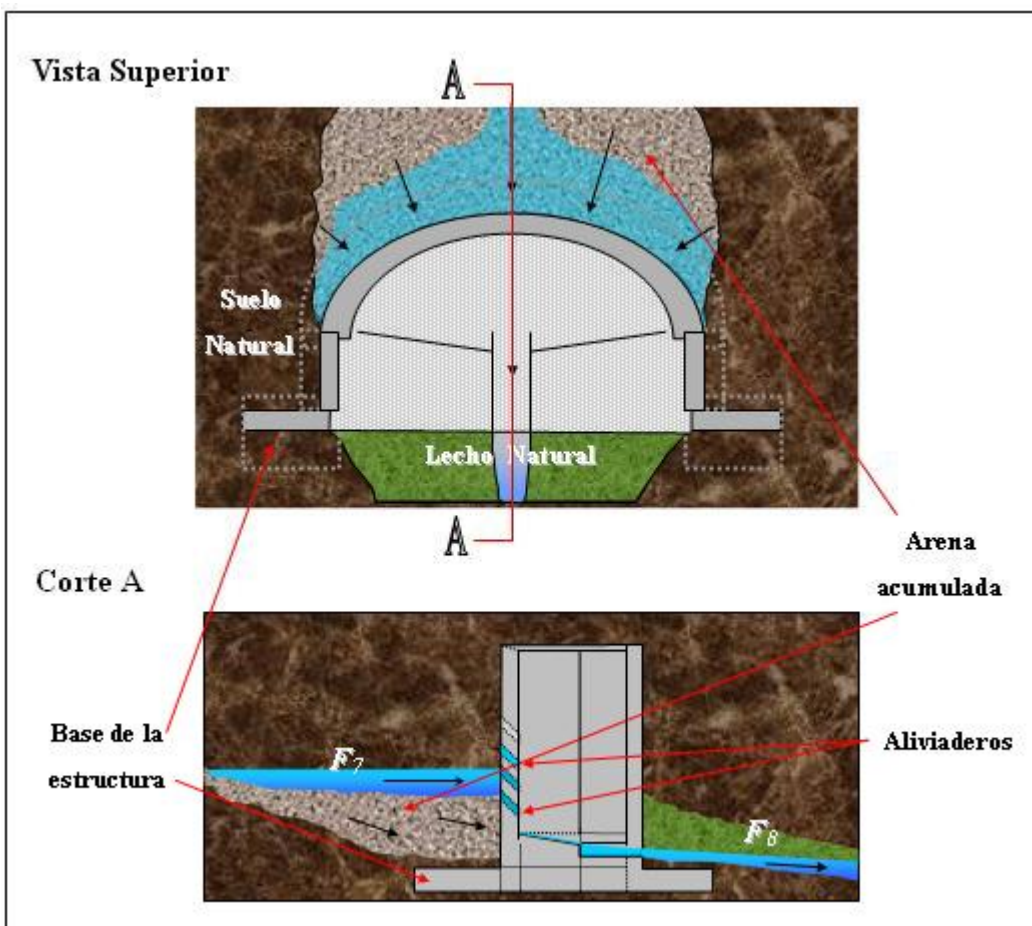
Es destacable que la capacidad de la estructura (considerada como desarenadora) es dependiente del área recién mencionada y de la pendiente del fondo de quebrada considerada por dicha área. La pendiente promedio del curso de agua contemplado entre las dos cotas de análisis es de 5 %, sin embargo, éstas afectan directamente en los costos de la estructura (a mayor pendiente, mayor altura de la estructura y por tanto un mayor nivel de robustez de esta última).

Por tanto, para el lugar de emplazamiento considerado, se requerirá de la construcción de un pretil de 30 [m] de longitud (contemplando que la estructura sea construida perpendicular al flujo y así, que la distribución de esfuerzos producidos por el caudal sean también en esa dirección) y con una altura máxima de 5,5 [m]. Se diseñará con tal magnitud de altura debido a que a una altura mayor que la predicha, considerada desde el fondo de quebrada, las gradientes de ambos lados de esta última se suavizan (característica constatada mediante la inspección visual realizada el 5 de septiembre de 1999) requiriendo por tanto, la construcción

de un pretil con un largo mayor que el ya mencionado, sin aumentar significativamente la capacidad de acumulación de la estructura. Cabe señalar que se hace mención a que la estructura sea presentada perpendicular al caudal (y con ello a los esfuerzos producidos por este último), ya que de lo contrario habrá zonas de la estructura y del terreno natural circundante que deberán contener un nivel mayor de fuerzas directas o erosivas, las que aumentarán el riesgo de fractura, deslizamiento o torsión de la estructura, además de favorecer la erosión de zonas puntuales del terreno circundante, con riesgo de socavar el terreno de fijación lateral exponiendo así las construcciones de fundación.

Una vez determinadas las dimensiones básicas para la estructura, a través del análisis geomorfológico del terreno de emplazamiento, se determinarán las que tienen relación con la interacción directa con el suelo natural donde se dispondrá. En este sentido el diseño consiste básicamente en determinar las dimensiones de la base o “zapata” (descrita en la Figura 7-7 y detallada en la Figura 7-8), que es la sección de la estructura que le confiere estabilidad estática a todo el conjunto (llámese conjunto a la resultante de la interacción de la masa de agua, la de sedimento y las propias de la estructura), para lo cual son fundamentales las ecuaciones de la mecánica de suelos del lugar de emplazamiento y por tanto, la disposición de antecedentes confiables de las características del terreno en cuestión (las características del suelo son normalmente distintas entre dos lugares distintos y por tanto es muchas veces necesaria la intervención de un especialista en el tema).

Figura 7-7: Descripción esquemática de la estructura utilizada como desarenador tipo pantalla.



Los parámetros característicos del suelo y en particular las del suelo de fundación, son: ángulo de rozamiento de las partículas del suelo (ϕ) igual a 30° , factor de cohesión del terreno (C) igual a $2 \text{ [T/m}^2\text{]}$ y el peso específico del suelo (γ) igual a $1,7 \text{ [T/m}^3\text{]}$. La información anterior fue suministrada por el Sr. Álvaro Peña F. (Ingeniero Constructor del Grupo de Geotecnia de la Universidad Católica de Valparaíso) y él se basó en los siguientes análisis y observaciones:

Inspecciones visuales y experiencias anteriores de proyectos y obras aledaños.

Granulometrías.

Límites de Atterberg.

Métodos de correlación empíricos.

No obstante lo anterior, se señala la necesidad de elaborar un estudio de la mecánica de suelo del lugar exacto del emplazamiento de la estructura y el posterior dimensionamiento basado en esta información. Dicho estudio no se realizó en el presente proyecto, utilizándose en su defecto los valores estimados recién expuestos, por la falta de conocimientos en el tema y por caracterizar a éste un gran nivel de especialización.

Una vez caracterizado el suelo de fundación es posible determinar, mediante la ecuación de Terzaghi (Juárez,1996) (Ecuación 7-16), el esfuerzo último del suelo (Q_{ult}), es decir, la carga mayor o el esfuerzo mayor que es capaz de soportar el suelo de fundación antes de ceder..

$$Q_{ult} = 1,3 * C * N_c + 0,4 * \gamma * N_\gamma * B + q_s * N_q \quad \text{Ecuación 7-16}$$

Donde:

C = Factor de cohesión del suelo [T/m²].

γ = Peso específico del suelo [T/m³].

q_s = Sobre carga ejercida por el terreno [T/m²].

N_c = Factor de carga dependiente de ϕ .

N_γ = Factor de carga dependiente de ϕ

N_q = Factor de carga dependiente de ϕ

B = Ancho de la base [m].

Con el ángulo de rozamiento ya descrito ($\phi= 30^\circ$) es posible determinar, a través de los gráficos pertinentes (Juárez, E. 1996), los factores de carga $N_c = 37$, $N_q = 22$ y $N_\gamma = 21$.

También es necesario determinar, además del esfuerzo último, la capacidad de carga o esfuerzo admisible (Q_{adm}), parámetro definido como la fuerza mínima que debe ser capaz de soportar la estructura. Con este esfuerzo se diseñan las cimentaciones de la estructura y debe ser siempre menor al esfuerzo último del suelo. Para determinar Q_{adm} se utiliza la Ecuación 7-17 (Juárez,1996).

$$Q_{Adm} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_v}{w} \quad \text{Ecuación 7-17}$$

Donde:

P = Peso de la estructura [T].

A = Área de la base[m²].

M_v = Momento volcante [T*m].

w = Módulo de Paramentos Soportantes en Bóveda [m³].

El Módulo (w) se puede calcular como Ecuación 7-18.

$$w = \frac{l * B^2}{6} \quad \text{Ecuación 7-18}$$

Donde:

l = Longitud de la base [m].

El momento volcante (M_v) debe contemplar los esfuerzos más importantes que debe soportar la estructura, por lo que éste se calculará suponiendo la situación más desfavorable (el pretil

con su nivel de agua máximo, es decir, 5,5 [m]). Para la situación anterior y considerando los dos esfuerzos de mayor relevancia en magnitud, a saber, el esfuerzo estático y el sísmico, el momento volcante total se puede calcular como la suma de dichos esfuerzos. Estos últimos son descritos, en su modo de acción, en la Figura 7-8 y son cuantificados como la Ecuación 7-19 y la Ecuación 7-20, sísmico y estático respectivamente (Juárez,1996).

$$Q_{HS} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \frac{2H}{3} \quad \text{Ecuación 7-19}$$

$$Q_H = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \frac{H}{3} \quad \text{Ecuación 7-20}$$

Donde:

Q_{HS} = Empuje sísmico [T]

Q_H = Empuje estático [T]

γ = Peso específico del agua [T/m³].

H = Altura del pretil o pantalla [m].

Por tanto, asumiendo un peso específico del agua igual a 1 [T/m³], los esfuerzos recién descritos son:

$$Q_{HS} = \frac{1}{2} * 1 * 5,5^2 * 2 * \frac{5,5}{3} = 55,46 \text{ [T]}$$

$$Q_H = \frac{1}{2} * 1 * 5,5^2 * \frac{5,5}{3} = 27,73 \text{ [T]}$$

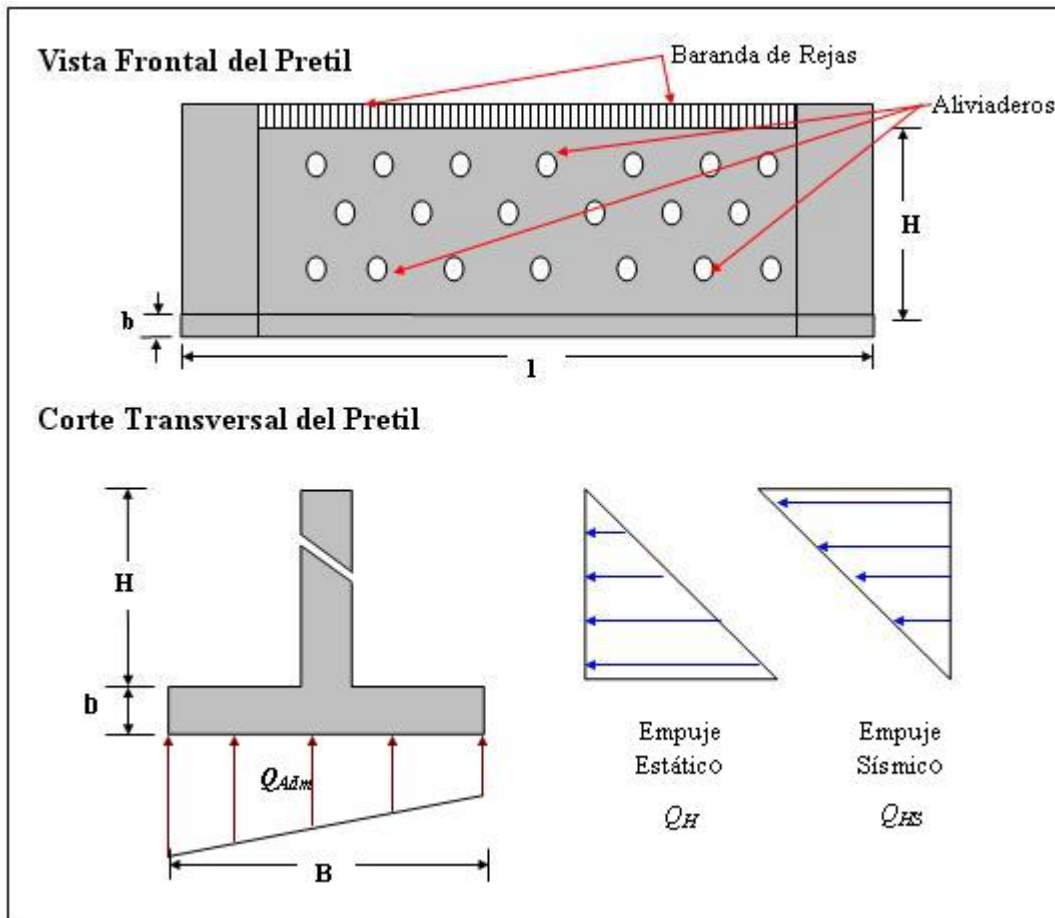
Luego, en la Ecuación 7-16 se reemplazan los valores de diseño determinados por las características del suelo junto con los factores de carga fijados para dejar el esfuerzo último (Q_{ult}) en función de B. El valor de la sobre carga ejercida por el terreno (q_s) se calcula como (Juárez,1996):

$$q_s = \gamma * D$$

Donde D es la profundidad a la cual se entierra la estructura. Se asume que $D = b$ y que este último será de 0,25 [m] (valor recomendado para estructuras con cimientos poco profundos), entonces la Ecuación 7-16 queda:

$$Q_{ult} = 1,3 * 2 * 37 + 0,4 * 1,7 * 22 * B + 1,7 * 0,25 * 21 = 96,2 + 14,96 * B + 8,9 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

Figura 7-8: Diagrama de los empujes (fuerzas) que actúan sobre el desarenador.



Junto con las ecuaciones anteriores se define el factor de seguridad que relaciona los valores del Q_{ult} y el Q_{adm} (F_S), Ecuación 7-21, cuyo valor recomendado es igual a 3 (Juárez, E. 1996):

$$F_S = \frac{Q_{ult}}{Q_{adm}}$$

Ecuación 7-21

Por último se reemplazan, en la expresión para Q_{adm} , el valor del momento volcante producido por el empuje sísmico y estático del agua (desarenador lleno de agua), el peso de la estructura ($\gamma_h = 2,5 \text{ [T/m}^3\text{]}$ peso específico del hormigón), el área de la base de la estructura (A) y el Módulo, además de un largo (l) igual a 1 [m]. Se realiza lo anterior con el fin de obtener un Q_{adm} por unidad de longitud como el siguiente:

$$Q_{adm} = \frac{\gamma_R * (5,5 * l * 0,4 + B * l * 0,25)}{B * l} \pm \frac{83,19}{\frac{l * (B)^2}{6}} = \frac{2,5 * (5,5 * 1 * 0,4 + B * 1 * 0,25)}{B * 1} \pm \frac{83,19}{\frac{1 * B^2}{6}}$$

Así, utilizando las expresiones de Q_{adm} y Q_{ult} (en función de B) y el valor de F_s ya descrito, se despeja el valor de B en la “zapata” del desarenador (ver apéndice K). El valor calculado es de $B = 3,2$ [m]. Por tanto, las dimensiones básicas del desarenador tipo pantalla son las descritas en la Tabla 7.3:

Tabla 7.3: Dimensiones básicas del desarenador tipo pantalla.

Largo lineal [m]	30
Alto [m].	5,5
Ancho de la zapata [m].	3,2
Alto de la zapata [m].	0,25
Área de inundación [m ²].	1569
Capacidad (asumiendo una altura promedio de acopio de 2,5 [m]) [m ³ de sólidos].	3922,5

7.3.2 Ingeniería de detalles.

7.3.2.1 Sistema de drenado y limpieza de la estructura.

En primer lugar se señala que el cálculo estructural fue realizado por el Sr. Álvaro Peña F. (Ingeniero Constructor del Grupo de Geotecnia de la Universidad Católica de Valparaíso) y sus resultados son los descritos en la Lámina N° 4 del Apéndice L (elaboración de fundaciones, dimensionamiento de la malla de fierros del hormigón armado, selección de materiales de construcción, etc.).

El sistema de drenado de la estructura contempla la construcción de 42 aliviaderos de PVC con diámetro de 75 [mm], dispuestos según Lámina del Apéndice L. Tanto la disposición, como las dimensiones de los aliviaderos, son definidas luego de la inspección visual (05/09/1999) realizada al desarenador 1 de la subcuenca norte del Tranque Forestal (desarenador descrito en el apartado 3.4.7). Se establecerá la disposición y dimensiones observadas en el ya citado desarenador, debido a que éste presenta una correcta operación¹¹ y es sometido normalmente a caudales mayores que el proyectado para la subcuenca sur.

Se dispondrá, además de los aliviaderos antes descritos, de una baranda de rejas (detallada en la Lámina N° 4 del Apéndice L) a lo largo de prácticamente toda la coronación del pretil (ver Figura 7-8). Dicha baranda tiene por fin retener y desviar hacia la orilla los sólidos de gran tamaño que son arrastrados por crecidas de magnitudes suficientes como para llevar el nivel de las aguas, dentro de la estructura, más alto que la cota de coronamiento del pretil.

7.3.2.2 Canalización de salida del desarenador.

El protocolo utilizado para el dimensionamiento de este canal es el mismo utilizado para la determinación de las dimensiones de los canales de la subcuenca oriente y en este caso particular las variables a utilizar son: caudal esperado (F_8) igual a 6,56 [m³/s], Factor de Rugosidad de Manning (n) igual a 0,015 y una pendiente (S) igual a 0,39 %. Luego la altura calculada a través de la Ecuación 7-11 será:

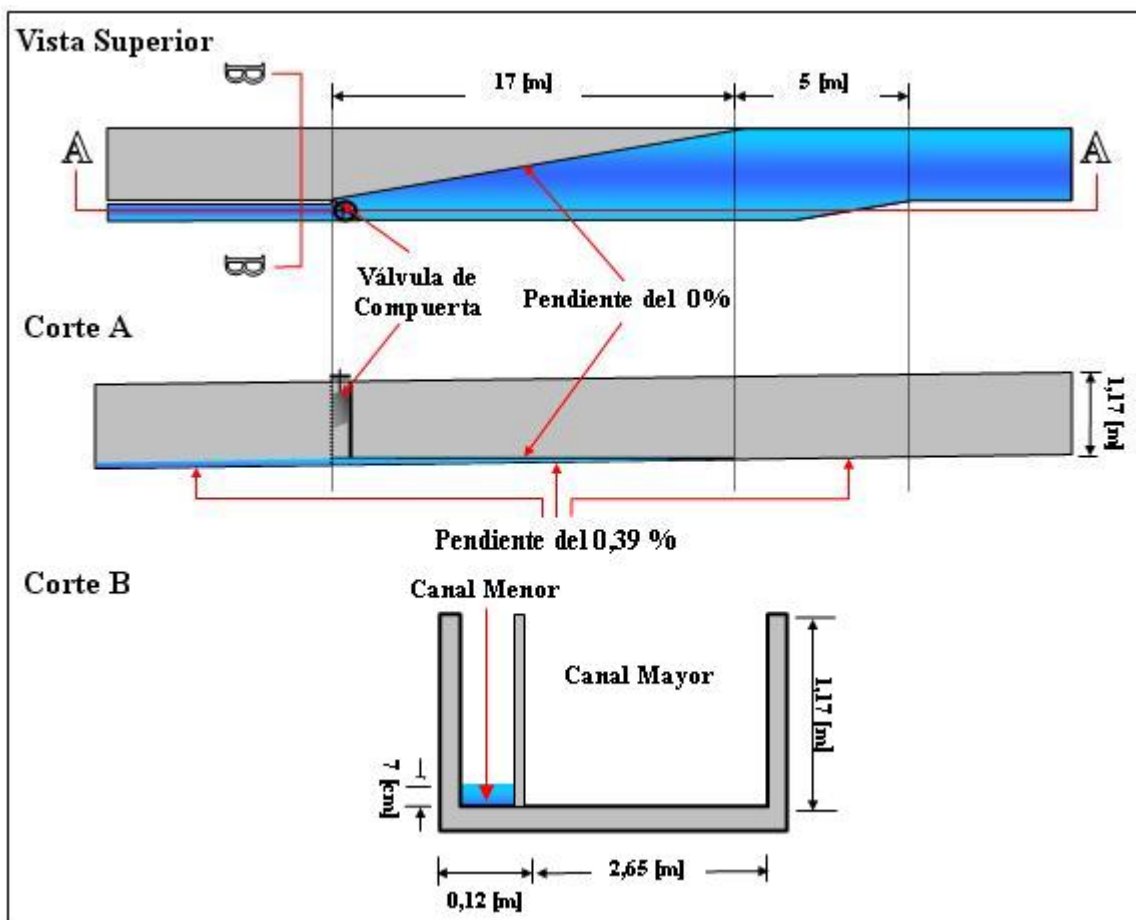
¹¹ Comunicación Personal, Sra. Maricarmen Arranz.

$$A * R^{2/3} = a * b * \left(\frac{a * b}{2a + b} \right)^{2/3} = a * 2a * \left(\frac{a * 2a}{2a + 2a} \right)^{2/3} = 1,5756 \Rightarrow a = 1,087 \text{ [m]}$$

y por tanto un ancho igual a 2,17 [m]. Por último y considerando un factor de seguridad para la altura del 8 % se tiene que esta será de un valor igual a 1,17 [m]. El canal será construido de mampostería en piedra por las razones ya expuestas y su radier, 32 [m] lineales antes de la unión con el canal proveniente de la subcuenca oriente, de hormigón. Se utilizará hormigón debido a que, al igual que el canal de salida del desarenador de flujo horizontal, se contempla distintas disposiciones para los caudales altos (mayores a los requeridos por el sistema de tratamiento secundario) y los bajos (igual o menores que los requeridos por el sistema de tratamiento secundario). En este contexto y diseñando el sistema de separación y distribución en forma análoga al descrito para el canal de salida de la subcuenca oriente, se contemplan las dimensiones y pendientes utilizadas como las descritas por la Figura 7-9 y la Lámina N° 7 del Apéndice L. Cabe señalar que a diferencia de la canalización diferencial de la subcuenca oriente, en este caso, el canal conductor de bajo caudal (canal menor) será separado del canal mayor. Se diseña considerando lo anterior debido al importante cambio de dirección que deberá efectuar el canal menor para ingresar a la red de distribución del sistema de tratamiento secundario. Nótese (según la Figura 7-9) y la Lámina N° 7, hasta antes de la construcción para la canalización de los flujos, se consideran como las dimensiones del canal las calculadas a través de la Ecuación 7-11, es decir, 1,17 [m] de alto por 2,17 [m] de anchos.

Así, en la Figura 7-9, se describen las dimensiones del sistema de canalización diferencial, además de las correspondientes al canal de mampostería en piedra, calculado para el caudal máximo de diseño.

Figura 7-9: Canalización diferencial de las aguas provenientes de la subcuenca sur.



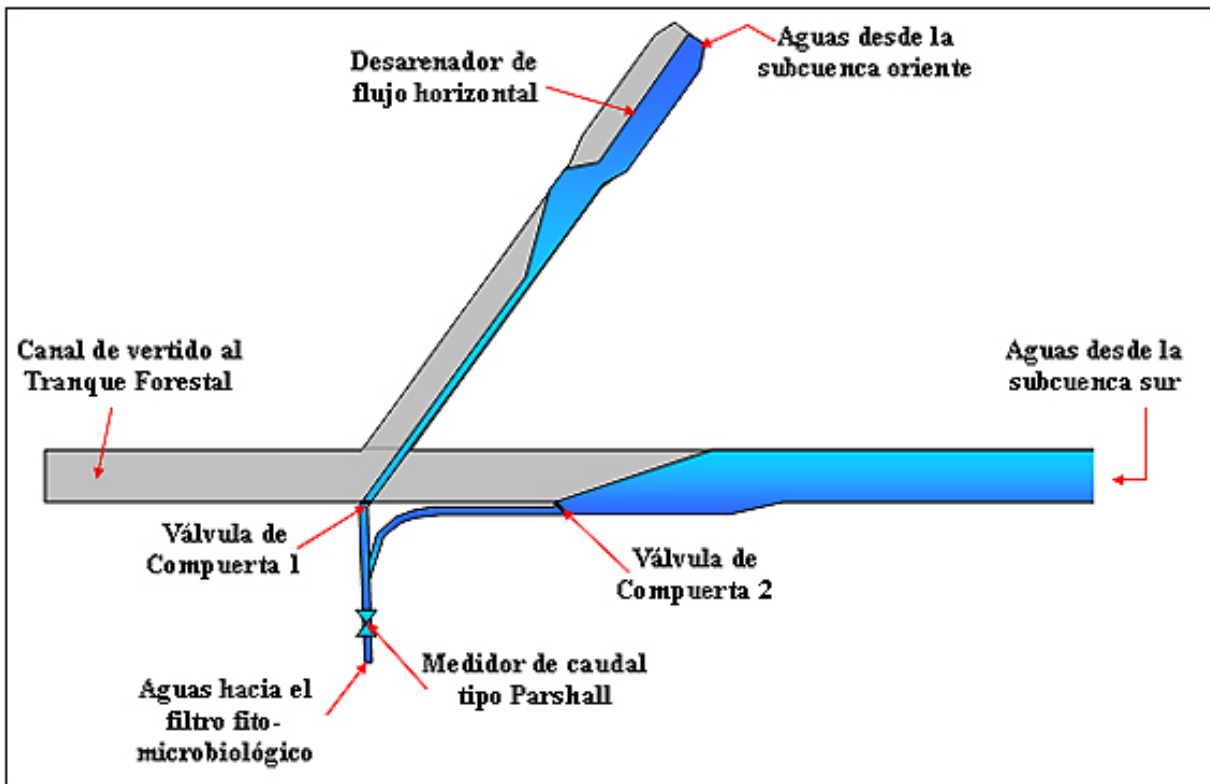
Cabe señalar que la válvula de compuerta (equipo encargado realmente de la distribución de los flujos) será dispuesta con un ángulo de 135° con respecto a la horizontal, disminuyendo así el posible resalto generado por el cambio de dirección de la masa de agua (con el sistema en régimen de caudales importantes). Finalmente, las aguas canalizadas por el canal menor (F_9 en la Figura 5-12) serán guiadas a la red de distribución del sistema de tratamiento secundario (ver Lámina N° 7 del Apéndice L).

7.4 Diseño del sistema de tratamiento secundario.

7.4.1 Sistema para el control de caudal afluente al filtro fito-microbiológico.

El sistema de control de caudal se encuentra compuesto por las siguientes estructuras: 1) válvulas de compuerta 1 y 2, 2) canal de conducción de aguas al medido de flujo y 3) un medidor de flujo tipo Parshall. En la Figura 7-10 se encuentra la disposición de cada una de las estructuras recién nombradas.

Figura 7-10: Disposición especial del sistema de control de flujo.



7.4.1.1 Válvulas de seguridad 1 y 2 y canaleta al medidor Parshall.

En primer lugar, para el control de caudal, se considera la construcción de dos válvulas de compuerta para canales abiertos. Dichas válvulas serán las encargadas de acceder o evitar el ingreso de las aguas provenientes de la subcuenca oriente y/o de la sur. Así, cuando el operario de turno reciba la señal de exceso de caudal, proveniente del medidor Parshall, podrá evitar el ingreso total o parcial de las aguas provenientes de las subcuencas mencionadas.

Una vez que las aguas hallas pasado las válvulas 1 y 2 serán conducidas por una canaleta abierta hasta el medido de caudal. Las dimensiones de esta canaleta se determinan sobre la base del caudal esperado para el sistema de tratamiento secundario (24 [m³/h]). El criterio de diseño utilizado para el dimensionamiento de la canaleta es análogo al descrito para los canales diseñados anteriormente. Las variables a utilizar son: caudal esperado (F_{11} según Figura 5-12) igual a 0,0067 [m³/s], Factor de Rugosidad de Manning (n) para canales de concreto igual a 0,012 y una pendiente (S) igual al 0,3 %.

Luego la altura es calculada a través de la Ecuación 7-11 (considerando un ancho igual al doble del alto) como:

$$A * R^{2/3} = a * b * \left(\frac{a * b}{2a + b} \right)^{2/3} = a * 2a * \left(\frac{a * 2a}{2a + 2a} \right)^{2/3} = 0,00258 \Rightarrow a = 0,098 \text{ [m]} \cong 0,1 \text{ [m]}$$

Por tanto, un ancho igual a 0,2 [m]. Considerando un factor de seguridad para la altura del 8 % se tiene que esta será de un valor igual a 0,108 [m]. Sin embargo, por su mayor costo y mayor demanda de mano de obra, no se construirá la canaleta recién dimensionada y en su defecto se instalará una canaleta prefabricada de hormigón vibrado, cuyas dimensiones más cercanas a las calculadas corresponden a 0,2 [m] de alto y 0,27 [m] de ancho. Dicha canaleta será también la utilizada para las canaletas consideradas luego de las válvulas 1 y 2 (ver Figura 7-10).

7.4.1.2 Medidor de caudal tipo Parshall.

El diseño de un medidor tipo Parshall consiste básicamente en elegir en un canal o canaleta, un ancho de garganta adecuado al flujo que se quiere medir, determinándose éste implícitamente con el resto de las dimensiones del medidor (sus valores son predeterminados para distintos tamaños de garganta).

Como se mencionó en el apartado 7.2.1, la modelación del flujo que pasa a través de una estrangulación o garganta, en función de la altura de líquido y el ancho de la estrangulación, es la descrita por la Ecuación 7-12 y en particular para una estrangulación o canaleta tipo Parshall igual a la Ecuación 7-22.

$$F_{11} = 2,27 * w * h_a^{3/2} \quad \text{Ecuación 7-22}$$

Donde:

F_{11} = Caudal máximo esperado en la entrada del medidor [m^3/s].

w = Ancho de la garganta [m].

h_a = Altura en líquido en la garganta [m].

Así y considerando que la máxima cantidad de caudal que pasará por el medidor es la de operación máxima del sistema de tratamiento secundario, es decir, 24 [m^3/h] (valor descrito en el apartado 4.3.2) y que el ancho de garganta (w) más adecuado para dicho caudal es 50,8 [mm] (French, R. 1988), se calcula una altura de líquido (h_a) igual a 0,1536 [m].

Luego con la altura de líquido calculada y el ancho de la garganta asumido se determina, a través de los valores tabulados en el Apéndice H, el resto de dimensiones del medidor Parshall. Así, se determinan las dimensiones mostradas en Figura 7-11 y descritas en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4: Dimensiones del canal Parshall.

excesivamente flexible como para utilizarse en una estructura construida en un espacio abierto, tal como el seleccionado para la disposición de la canaleta Parshall (ver Lámina N° 7 del Apéndice L).

7.4.2 Filtro fito-microbiológico.

7.4.2.1 Ingeniería básica.

Según la bibliografía consultada, el diseño de estos sistemas se encuentra basado fundamentalmente en la remoción de la materia orgánica (particularmente medida como DBO₅) (Bavor, H., *et al.* 1995; Wood, A. 1995; Leonard, K., 1995). Normal e indistintamente se utilizan dos criterios básicos de diseño (carga orgánica por unidad de área y cinéticas de degradación), ambos de origen semi-empírico.

En el diseño del filtro fito-microbiológico se utilizó la Ecuación 7-23 (cinética de degradación de primer orden) debido a que en la mayoría de los sistemas de este tipo (consultados en bibliografía), se ha observado que la variación entre las concentraciones de DBO de la entrada y la de salida pueden ser modeladas mediante una cinética de primer orden.

$C_s = C_e * e^{-K * t}$	Ecuación 7-23
--------------------------	---------------

Donde:

C_s = Concentración de DBO de salida [mg/l].

C_e = Concentración de DBO de entrada [mg/l].

K = Constante de velocidad dependiente de la temperatura [d⁻¹].

T = Tiempo de residencia hidráulico (razón entre el volumen útil y el caudal) [d].

Sin embargo, este modelo considera un decaimiento uniforme de la concentración a medida que el flujo avanza por el interior del sistema. En la práctica una importante proporción de los contaminantes y sólidos quedan retenidos en las primeras zonas del sistema y son degradadas durante largo tiempo sin seguir necesariamente el modelo presentado por la Ecuación 7-23. Estudios al respecto (Wood, A., 1995; Tañer, C. y P. Sukias, 1995; Davis, L. 1995) plantean una corrección a dicha ecuación que responde al siguiente modelo.

$$C_s = F * C_e * e^{-K * t}$$

Donde

F = Fracción de DBO que no sedimenta en la zona de alimentación.

Mediante esta ecuación se puede calcular adecuadamente la reducción en la concentración de DBO que se logra tomando al sistema completo. Para efluentes de aguas residuales se estima que el valor del factor F se encuentra entre 0,75 –0,52 (Wood, A., 1995). Se considera para el diseño un valor de $F = 0,64$ (valor promedio del rango recomendado).

El tiempo de residencia hidráulico (TRH) puede representar diferentes valores según la bibliografía consultada (Reed S, *et al*, 1996). Debido a los caudales involucrados, se prefiere un tiempo reducido para evitar la construcción de un sistema de grandes dimensiones.

La constante cinética K puede determinarse según la Ecuación 7-24 (Davis, L., 1995; WPCF, 1990).

$$K^T = K_{20} * 1,06^{T-20} \quad \text{Ecuación 7-24}$$

Donde:

K_T = Constante de velocidad a la temperatura T [d^{-1}].

K_{20} = Constante de velocidad a 20 °C [d^{-1}].

T = Temperatura de operación [°C].

En la modalidad de flujo subsuperficial, la constante K_{20} se ve fuertemente influenciada por el material de relleno del sistema. La Tabla 7.5 presenta las principales características de ciertos materiales usados como medios en este tipo de filtros (Wood, A., 1995).

Para este proyecto será utilizada arena media o común como material de soporte, por tanto el valor de K_{20} será de $1,84$ [d^{-1}]. La temperatura más baja del afluente (condición promedio de invierno) se considera constante e igual a 10 [°C]. Se hace referencia a la temperatura más baja, ya que así se asegura la situación más desfavorable (a mayor temperatura, mayor la velocidad de degradación).

Tabla 7.5: Características de materiales de relleno comunes en filtros fito-microbiológicos.

Tipo de Medio	Tamaño de Grano [mm]	Porosidad (n)	K_{20} [d^{-1}]

Arena Media	1	0,42	1,84
Arena Gruesa	2	0,39	1,35
Arena Gravilla	8	0,35	0,86

De acuerdo a lo anterior, el valor de la constante K_{10} (a 10 [°C]) es, según la Ecuación 7-24, el siguiente

$$K_{10} = 1,84 \text{ [d}^{-1}\text{]} * 1,06^{(10-20)} = 1,0274 \text{ [d}^{-1}\text{]}$$

Para el diseño en cuestión se utiliza un algoritmo creado por la US Environmental Protection Agency (EPA) (Davis, L., 1995). Dicho algoritmo asegura la variable más delicada del proceso (el flujo al interior del equipo) y los pasos asistidos fueron los siguientes:

1. Se determinó el tipo de medio a utilizar (arena media con un diámetro de 1 [mm], con un 10% como máximo con este tamaño y con una porosidad, como lo describe la Tabla 7.5, de 0,42).
2. Se determinó la vegetación a utilizar, mediante la búsqueda de las especies existentes en la zona, y se concluyó que en la desembocadura del Río Aconcagua (Concón, V Región) existen las tres especies de vegetales más utilizadas para estos fines a nivel mundial¹². Estas son:

¹² Comunicación Personal, Don Bernardo Parra.

Scirpus californicus, *Thypha angustifolia* y *Phragmites communis* (Greenway, M. y J. Simpson, 1996; Hiley, P., 1995; Kuehn y J. Moore, 1995; Crites, R., *et al*, 1997). Se seleccionó el uso de la especie *Phragmites communis* para el presente diseño. El criterio de selección se encuentra basado en los siguientes factores (EPA, 1993):

Presenta elevados rendimientos de remoción; tanto para materia orgánica, como para nitrógeno y fósforo.

Presentan un nivel conveniente de simbiosis con la flora microbiana circundante, es decir, existe la generación de macronutrientes con efecto simbiótico y la producción de antibióticos que seleccionan la flora microbiana (destrucción de patógenos).

Presenta mayores velocidades de crecimiento (en masa y número) que la especie *Scirpus*, además de registrar bajos requerimientos de mantención.

Las raíces penetran con mayor profundidad que la especie *Thypha* (0,6 [m] *Phragmites* y 0,3 [m] *Thypha*).

Sin embargo, el factor de mayor relevancia es que la especie en cuestión no presenta registros, como en el caso de las otras dos especies, de ser fuente alimenticia de roedores y por tanto, no se requerirá de algún control especial para este vector (algunos de los sistemas que utilizan *Scirpus* y/o *Thypha* han presentado problemas serios de proliferación de roedores).

3. Se determina la profundidad de la cama de arena. En el caso en cuestión se utilizó una profundidad de 0,6 [m] bajo el criterio de asegurar la llegada de las raíces al fondo de la cama.

4. Se calcula el área requerida a través de la Ecuación 7-25 (despejando ésta variable de la Ecuación 7-23):

$A = L * W = \frac{F_{11} * \ln\left(\frac{C_s}{C_e}\right)}{-k_s * d * n}$	Ecuación 7-25
---	---------------

Donde:

$A =$ Superficie útil de remoción (paralela al flujo) [m²].

$L =$ Largo del sistema [m].

$W =$ Ancho del sistema [m].

$d =$ Altura del medio de soporte [m].

$n =$ Porosidad del medio de soporte.

5. Dependiendo de la topografía del lugar se determina un ancho y largo tentativos (rango recomendado $(0,4 < L/W < 3)$).

6. Usando la Ecuación de Darcy (Ecuación 7-26), con los límites recomendados (conductividad hidráulica $< 1/3$ de la efectiva, y un potencial de nivel máximo, entre la cota de entrada y la de salida, de 10%), se determina el caudal de Darcy (David, L., 1995; Wood, A., 1995).

$\frac{dh}{ds} = \frac{Q_d}{A_y * K_s}$	Ecuación 7-26
---	---------------

Donde:

$dh =$ Diferencial de altura (entre la cota de entrada y la de salida del flujo) [m].

$ds =$ Diferencial de longitud entre la entrada al sistema y la salida [m].

$Q_d =$ Caudal estimado por Darcy [m^3/h].

$A_p =$ Área útil del sistema (perpendicular al flujo) [m^2].

$K_s =$ Velocidad hidráulica a través del medio de soporte [d^{-1}].

7. Luego, como Q_d (caudal de Darcy) asegura el flujo máximo admisible por el volumen de medio, es decir el máximo caudal que es capaz de atravesar por el medio sin salir de él, se compara dicho valor con el caudal de diseño. Si Q_d es menor que F_{11} es posible que se produzca flujo superficial, por lo tanto, el largo y el ancho deberán ser reajustados.

Bajo este algoritmo fue diseñado el sistema de tratamiento y las variables de diseño son:

Caudal de diseño F_{11} de 24 [m^3/h].

Concentración de DBO del afluente C_e de 64 [mg/l].

Concentración de DBO del efluente C_s de 17 [mg/l]. Se fija tal condición debido a que es el promedio de las concentraciones observadas en los efluentes de los sistemas, con condiciones de diseño similares, reportados en bibliografía (Wood , A. reportó el valor más bajo e igual a 10,3 [mg/l], con un porcentaje de remoción del 73 %). Cabe señalar que no es posible esperar valores menores a los descritos, debido a que el sistema se comporta de forma semicontinua con respecto a la biomasa microbiológica generada, es decir, luego de la puesta en marcha, el sistema logra un equilibrio dinámico entre la generación de biomasa al interior del sistema y la biomasa purgada de éste (desde este punto de vista, el sistema se comporta de forma análoga a los biofiltros descritos en el apartado 5.2.1.1). Sin embargo, hay que señalar que dicha biomasa no se considera

nociva para la vida humana, por lo menos, en los sistemas (piloto e industriales) descritos en la bibliografía consultada.

Temperatura mínima del afluente de 10 [°C].

Medio de soporte de arena media, con las características (n , K_s y K_{20}) descritas en la Tabla 7.5 y por tanto, un valor de K_{10} de 1,0274 [d⁻¹].

Altura de soporte d de 0,6 [m].

Factor de corrección por la heterogeneidad de la degradación a lo largo del sistema (acumulación de nutrientes en la zona cercana a la entrada del filtro) de 0,64.

Por tanto, el área requerida para el tratamiento es calculada como:

$$A = L * W = \frac{24 * \ln\left(\frac{17}{0.64 * 64}\right)}{-1.0274 * 0.6 * 0.42} = 1956.32 \text{ [m}^2\text{]}$$

Luego asumiendo la relación largo/ancho (L/W) más pequeña recomendada ($0,4 = L/W$) será necesaria una superficie de tratamiento de 69,93 [m] de ancho por 27,97 [m] de largo. Cabe señalar que se adopta dicha relación, entre el ancho y el largo, debido a que la magnitud del caudal a tratar (24 [m³/h]) y la disponibilidad de terreno hacen necesaria la mayor dimensión de ancho posible, a fin de asegurar la variable mas crítica del sistema (mantener el flujo por debajo de la superficie). Con las medidas señaladas y según el punto 6 del presente protocolo, se determina que la mayor pendiente recomendada para el sistema dh/ds es de 0,02143 (10% del potencial hidráulico máximo entre el largo del sistema). Sin embargo, y pese a utilizar la relación largo/ancho señalada, se calcula un caudal de Darcy menor que al caudal de diseño, es decir:

$$Q_d = \frac{dh}{ds} * A_p * K_s = 0,02143 * 41,96 \text{ [m}^2\text{]} * 420 \text{ [m}^3\text{/m}^2\text{.d]} = 377,67 \text{ [m}^3\text{/d]} = 15,74 \text{ [m}^3\text{/h]}$$

No obstante, como las dimensiones antes señaladas son las mínimas necesarias para efectuar la degradación, se procederá al sobredimensionamiento del sistema (direccionado en el sentido de aumentar la capacidad de transporte del fluido). Dicho sobredimensionamiento consiste en aumentar el área perpendicular al flujo, es decir, aumentar el ancho del sistema (el alto queda fijo por la limitación de penetración de las raíces de la especie *Phragmites*) de tal forma que se igualen los caudales (el de Darcy y el de diseño) sin alterar la pendiente prefijada y la conductividad hidráulica del medio (no es factible cambiar la conductividad hidráulica, debido a que aumentaría considerablemente el costo del material, pues en ese caso sería necesaria una arena bastante más elaborada). El ancho necesario, como se muestra en el siguiente cálculo, será entonces 107 [m].

$$Q_d = \frac{dh}{ds} * A_p * K_s = 0,02143 * 66 \text{ [m}^2\text{]} * 420 \text{ [m}^3\text{/m}^2\text{.d]} = 577,84 \text{ [m}^3\text{/d]} = 24,075 \text{ [m}^3\text{/h]}$$

Así entonces, quedará asegurada por un lado, la remoción esperada, y por otro que el flujo se encuentre siempre bajo la superficie de arena.

Si bien es cierto, el 53 % más de ancho que el estimado por el protocolo parece un grado excesivamente alto de sobredimensionamiento (pensando que el objetivo del sistema es la remoción de materia orgánica), hay que destacar que el factor de corrección F contempla la filtración de los sólidos contenidos en el afluente en la zona inicial del sistema (con su consecuente degradación en esta zona) y que esto no se dará normalmente en las aguas a tratar (el afluente contiene una baja cantidad de sólidos suspendidos, ver tablas D.1, D.3 y D.5 del Apéndice D, y contendrá aún menos cuando se instalen los desarenadores proyectados), por lo que se conjetura que el sistema se comportará (en importantes tiempos de operación) como lo haría un sistema diseñado con un factor de 1. En este último caso, el área requerida para la remoción esperada sería de 2949,15 [m²], es decir, muy similar al área proyectada para el sistema de tratamiento sobredimensionado (2996 [m²]).

En la Tabla 7.6 se encuentran descritos los principales parámetros resultantes del desarrollo de la ingeniería básica.

7.4.2.2 Ingeniería de detalles.

Una vez definidos los parámetros básicos de diseño se procederá, en este apartado, a definir los que presentan un mayor nivel de detalle.

Tabla 7.6: Parámetros y dimensiones básicas del diseño del filtro fito-microbiológico.

Parámetro	Valor de Diseño
Largo del medio inundado [m].	28
Ancho del medio inundado [m].	107
Profundidad del medio inundado [m].	0,6
Tiempo de retención hidráulico [d].	1,31
Carga orgánica máxima del sistema [kg/ha d].	123
Vegetación utilizada.	<i>Phragmites communis</i>
Porcentaje de remoción para DBO ₅ a máxima capacidad.	73,4

Canalización y sistema de distribución para la aplicación del afluente al filtro fito-microbiológico.

Una vez que el afluente a atravesado la canaleta Parshall, es conducido hasta una cámara rectangular de desarenado (cámara 1, detalle en Lámina N° 5 del apéndice L) construida con albañilería de ladrillo. Las dimensiones completas de dicha cámara se encuentran descritas en la lámina recién referida. Los objetivos que de ella se esperan son fundamentalmente dos: 1) permitir la transición del flujo entre el canal ya mencionado y el ducto de PVC que guiará las aguas hacia el filtro y 2) retener los sólidos arrastrados por el canal de entrada a ella mediante: a) la instalación de un recipiente interior móvil para el retiro de los sólidos de gran tamaño (hojas arrastradas con el viento, plásticos, papeles, etc.) y b) el retiro manual, mediante el operario de turno, de los áridos acumulados en su interior. Cabe recordar que el canal de entrada es un canal abierto y por ende, el fluido que conduce es susceptible de contaminación con sólidos provenientes de sus inmediaciones.

Una vez atravesada la cámara 1, el fluido es canalizado a través de un ducto de PVC de 160 [mm] de diámetro y con una pendiente del 0,3 % (se establece dicha pendiente a fin de evitar, por arrastre, la deposición de sólidos decantados en su interior), vertiendo las aguas a una segunda cámara desarenadora (cámara 2 en la lámina antes descrita). Las características de la cámara 2 son análogas a las de la cámara 1, sin embargo, ésta permite (además de la retención de los sólidos arrastrados que no fueron retenidos en la cámara 1) el cambio de dirección necesario para ingresar las aguas sistema de distribución.

Una de las variables que asegura el nivel de eficiencia esperado, en conjunto con la limitación del flujo bajo la superficie del medio de soporte, es la velocidad del fluido a través de los poros del medio y en la dirección del largo del filtro. Esta variable depende directamente de la aplicación del afluente en el sistema y su condición óptima (con las dimensiones y especificaciones prefijadas en ingeniería básica) se encuentra cuando dicha aplicación es completamente homogénea a lo largo de la sección transversal del medio de soporte, es decir, el afluente avanza homogéneamente (como una pantalla recta) a lo largo de todo el sistema de tratamiento. Con el fin de establecer una distribución homogénea a lo ancho del filtro se desarrolló la disposición de estructuras y ductos descritas en detalle en la Lámina N° 5 del

Apéndice L. Mediante ésta distribución hidráulica se espera que el afluyente alcance un mismo nivel, a lo ancho de todo el filtro, antes de ingresar a los cuatro ductos de entrada, es decir, las aguas ingresarían al sistema simultáneamente y con igual cantidad de caudal en los cuatro puntos designados para tal efecto.

La aplicación del afluyente en el sistema, por cada uno de los cuatro ductos de entrada, es realizada mediante la división del flujo (por una “T” reducción de 160 – 110 [mm] de PVC) y su posterior distribución a través de dos ductos de PVC, ranurados en su parte superior, con un diámetro 110 [mm] y una longitud de 13,25 [m] cada uno (ver sistema de distribución en Lámina N° 5). Los últimos ductos son dispuestos en forma transversal en el filtro y completamente horizontal respecto del fondo. Cabe señalar que es necesario que el afluyente fluya homogéneamente a lo largo y a lo ancho de todo el filtro, pues de lo contrario posibilita la generación de zonas muertas, canales preferenciales, acumulación diferencial de contaminantes, etc.

Por último cabe señalar que el ranurado (longitudinalmente cada 0,1 [m]), de los ductos de distribución, es efectuado en la parte superior de cada uno, minimizando así una aplicación diferencial a lo largo de éstos. No obstante, dicha acción favorece el ingreso del medio de soporte a los ductos (con el consecuente riesgo de taponamiento), por lo que éstos serán protegidos mediante una tela geotextil dispuesta a su alrededor, además de la configuración de bolones y gravilla descrita en detalle en la lámina ya citada.

Contención del medio de soporte.

La contención del medio de soporte y la conservación de las dimensiones especificadas por la ingeniería básica, se llevaran a cabo mediante la construcción de una cubeta de arcilla y

cemento¹³. Se considera en primer término una capa de 0,15 [m] de arcilla compactada (al 95 % por el método Proctor Modificado) que tiene por objetivo brindar elasticidad a la estructura, debido a que el terreno natural del emplazamiento es disgregado (maicillo) y a que la zona presenta alta actividad sísmica. En segundo término, y sobre la capa recién descrita, se aplicará otra capa constituida por suelo-cemento (dosificación de 100 [kg de cemento/m³]) para conferir rigidez a toda la estructura y conservar así las dimensiones y pendientes preestablecidas. Otra característica a destacar es que el sistema se ha concebido aislado hidráulicamente (impermeabilizado mediante un film de polietileno de alta densidad de 2 [mm] de espesor) debido a que:

El nivel freático se encuentra muy cerca de la superficie (las aguas ingresarían al sistema generando fenómenos hidráulicos indeseados en su interior).

Contaminación de las zonas aledañas al sistema por fugas descontroladas (se recuerda que el sistema se encuentra inserto en áreas públicas).

Protección contra crecidas importantes (con fenómeno de inundación) del Tranque Forestal.

Por último, se destaca que se contempla la instalación de ductos para el control de nivel dentro del filtro. Dichos indicadores se encuentran contruidos con un ducto de PVC (110 [mm] de diámetro) perforados, envueltos en tela geotextil Fisira G 20 y dispuestos en forma vertical tal como se encuentra descrito en la Lámina N° 5 del Apéndice L. De esta manera se evitará el ingreso dentro de los ductos, del material de soporte, sin con ello impermeabilizar el indicador de nivel. Su modo de operación consiste en la introducción (dentro de él) de una varilla seca y graduada concluyendo, mediante la observación de hasta que nivel se humedeció la varilla, cual es el nivel de líquido dentro del filtro en los distintos puntos donde éstos se encuentran dispuestos.

¹³ Comunicación personal. Don Álvaro Peña F.

Estructuras para la salida del agua tratada del sistema y su posterior incorporación al Tranque Forestal.

El sistema de captación de las aguas ya tratadas es similar al de aplicación (ducto de PVC ranurado y dispuesto a lo ancho del sistema), sin embargo éste considera:

Sólo dos ductos de PVC (110 [mm] de diámetro) unidos mediante una “T” de PVC expansión 110-160 [mm].

Pendiente del fondo, para canalizar las aguas al centro del filtro, de 0,2 %.

Protección de bolones y tela geotextil en todo su contorno.

Como ya se mencionó las aguas son canalizadas al centro del filtro y dirigidas, mediante un ducto de PVC (160 [mm]), hasta la cámara de control de flujo.

La cámara de control de flujo se encuentra construida en albañilería de ladrillo y tanto sus detalles, como sus dimensiones descritas en la Lámina N° 5 del Apéndice L.

Una vez que las aguas tratadas han pasado por la cámara de control de flujo son dirigidas (bajo operación normal) al canal de entrada al Tranque (llámese operación normal a la que no considera las aguas provenientes de la escorrentía producida por precipitaciones). Dicha canalización es dirigida mediante un ducto de PVC (160 [mm] de diámetro y pendiente del 0,3 %) de 78 [m]. En el caso de la presencia de precipitaciones sobre la cuenca hidrográfica del Tranque (caudal de entrada sobre los 24 [m³/h]) las aguas serán dirigidas dentro del cajón protector de la compuerta auxiliar de salida del Tranque Forestal. Esta última canalización es realizada mediante 3 ductos de PVC (200 [mm] de diámetro, todos con pendientes del 0,3 %) de 57, 38 y 4 [m] y las cámaras 3 y 4 descritas en la Lámina N° 6 del Apéndice L. Se proyectan dos disposiciones distintas para proteger al filtro de la devolución de aguas que se

provocaría con el aumento del nivel de líquido en el canal de entrada al Tranque (condición esperada con la presencia de precipitaciones en el sector).

7.5 Canal entrada al Tranque Forestal.

Al igual que en los canales anteriores, se dimensiona mediante la Ecuación 7-11. Las variables para este canal son: caudal máximo de diseño (F_{14}) igual a 10,75 [m³/s], un Factor de Rugosidad de Manning de 0,015 y una pendiente igual al 1%. Dejando la expresión descrita en función de a se tiene:

$$a * b * \left(\frac{a * b}{2a + b} \right)^{2/3} = a * 2a * \left(\frac{a * 2a}{2a + 2a} \right)^{2/3} = 1,83 \Rightarrow a = 1,15 \text{ [m]}$$

Luego el ancho del canal es 2,3 [m]. Multiplicando la altura por un factor de seguridad del 8 % se tiene que la altura de diseño será igual a 1,24 [m].

7.6 Bomba para la remoción de sedimentos del Tranque Forestal y estructuras relacionadas

Basándose en la potencia requerida por el sistema de bombeo, valor calculado en el apartado 6.2.1, se seleccionó, luego del estudio de mercado correspondiente, la bomba centrífuga sumergible marca Toyo modelo DP-20B descrita en detalle en el Apéndice J. Se desataca el hecho que, en el mercado nacional, existe un número reducido de equipos capaces de llevar a cabo la operación de dragado requerida, debido principalmente a que la venta de dragas

normalmente se encuentra dirigida a extracciones de mayor magnitud, siendo los demandantes de mayor relevancia los pertenecientes al rubro minero. En este escenario, la bomba seleccionada reúne una serie de beneficios comparativos, respecto del resto de equipos cotizados, que la convierten en la alternativa más atractiva para satisfacer los requerimientos de la operación en cuestión (dragado del Tranque Forestal). Las ventajas más destacables del equipo seleccionado son:

Presenta un bajo tamaño (1,1 [m] de alto por aproximadamente 0,8 de diámetro contemplando todas sus partes anexas)

Presenta una varias veces mayor a los otros equipos cotizados (mayor a 100000 [h]).

Posee un agitador que permite poner en suspensión, homogeneizar y dirigir los sólidos a la zona de succión de la bomba, ofreciendo el transporte de concentraciones de hasta un 70 % de sólidos.

Finalmente en la Tabla 7.7 se describen las principales características de la bomba seleccionada.

Tabla 7.7: Principales características del equipo de dragado seleccionado.

Característica	Valor
Diámetro de descarga [mm].	150
Caudal [m ³ /min]	4,5
Tamaño máximo de sólidos [mm]	60.8
Peso del equipo [kg]	550
Potencia del motor	20 [Hp]

Energía [v]/[Hz]/fases	380-460-575/50-60/3
------------------------	---------------------

7.6.1 Diseño del pontón requerido por la bomba seleccionada.

Se denomina pontón a la estructura flotante requerida para maniobrar el equipo (bomba de sedimentos) en toda la extensión del espejo de agua del Tranque Forestal. Se diseñó tal estructura, considerando la utilización de tambores vacíos como elemento flotante y planchas de fierro como base de la estructura. Así, su estructura básica se encuentra conformada por los siguientes 4 elementos: tambores cilíndricos sellados, planchas de fierro de 2 [mm] de espesor, un tecele para permitir los movimientos verticales de la bomba y un arco de soporte (construido de fierro con espesor de 4 [mm]) que contendrá el ya mencionado tecele y la bomba, como se muestra en la Figura 7-12.

El dimensionamiento del pontón se realizó considerando los materiales de construcción más comunes y de menor costo ofrecidos en el mercado. Las características de los materiales utilizados son:

Tambor cilíndrico de 0,571 [m] de diámetro interno, $890 \pm 0,004$ [mm] de alto y por tanto con un volumen de $0,28 \text{ [m}^3\text{]}^{14}$.

Lámina de fierro de espesor 2 [mm] y dimensiones de 3 x 1 [m^2].

Biga de fierro de 4 x 4 pulgadas y con un espesor de 4 [mm].

Tecele de capacidad adecuada (2 a 3 [T]).

¹⁴ Comunicación personal. Ernesto Morales.

El fundamento teórico del diseño se encuentra basado en la ley de Arquímedes. La fuerza de empuje para la estructura será entonces la descrita por la Ecuación 7-27:

$F_e = V_h * \rho_h$	Ecuación 7-27
----------------------	---------------

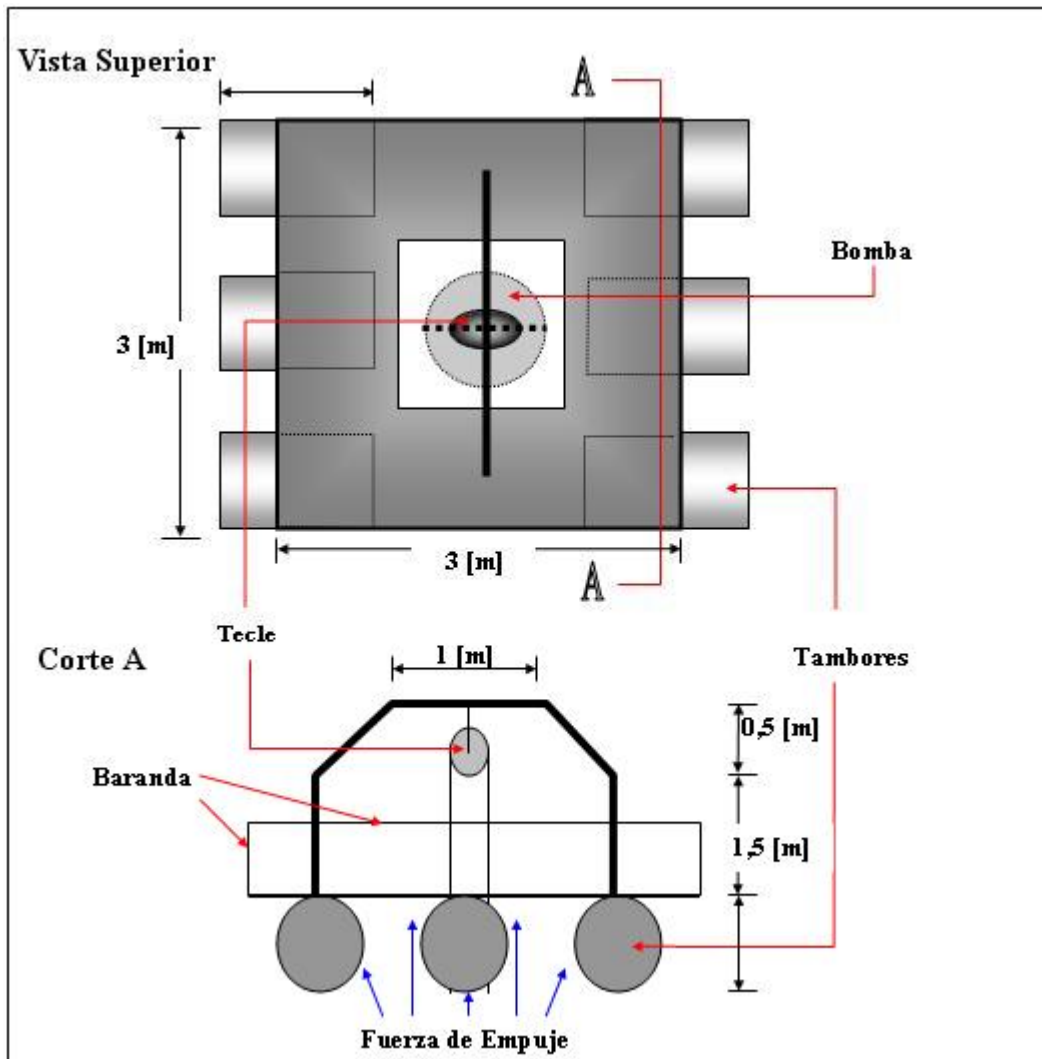
Donde:

F_e = Fuerza de empuje ejercida por el agua [kg].

V_h = Volumen de agua desalojado [m³].

ρ_h = Peso específico del agua [kg/m³].

Figura 7-12: Pontón de soporte y operación de la bomba de sedimentos.



Como son seis los tambores de diseño, con un volumen total igual a $6 * 0,208 \text{ [m}^3\text{/tambor]} = 1,248 \text{ [m}^3\text{]}$. Asumiendo la densidad del agua del Tranque Forestal cercana $1000 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ (densidad del agua pura a $25 \text{ [}^\circ\text{C]}$) es de esperar una fuerza de empuje de 1248 [kg] .

Para que la estructura pueda mantenerse sobre el nivel de líquido del tranque, la fuerza de empuje debe ser mayor que las fuerzas ejercidas en contra de su dirección, en este caso las últimas corresponden sólo a los pesos de los componentes involucrados con la estructura. Así la fuerza peso total de la estructura será la descrita por la Ecuación 7-28:

$$F_p = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 \quad \text{Ecuación 7-28}$$

Donde:

F_p = Fuerza peso de la estructura [kg].

P_1 = Peso de los seis tambores utilizados [kg].

P_2 = Peso de las 4 láminas de fierro [kg].

P_4 = Peso del arco de soporte [kg].

P_5 = Peso del tecla [kg]

P_6 = Peso de la bomba TOYO DP-20B [kg].

P_7 = Peso de los dos operarios encargados del funcionamiento de la bomba [kg].

Luego reemplazando los valores correspondientes a los subíndices 1 al 6 y considerando la operación del equipo a través de dos personas (se contempla un peso de 95 [kg] para cada uno), es decir, 190 [kg] se calcula un valor para la fuerza peso neto de 1201,34 [kg].

Por último, se señala que el desplazamiento de la estructura por el Tranque Forestal, se llevará a efecto mediante la disposición de cuerdas cruzadas de extremo a extremo en el mismo y fijadas a los árboles dispuestos en su contorno. Además se contempla la acción de un operario sobre la estructura que guiará el pontón durante la operación de traslación utilizando un remo.

8 Implementación y operación de instalaciones.

Los objetivos de este capítulo son básicamente dos: en primer término, presentar una descripción en detalle de las faenas de construcción y los procedimientos de operación para los distintos componentes del proyecto y en segundo término, entregar los antecedentes contemplados en la elaboración del cronograma de implementación para dichas faenas.

8.1 Cronograma de implementación.

En general, el cronograma de implementación comprende la secuencia lógica de eventos necesarios a ocurrir para conllevar a una operación armónica, tal y como fueron concebidas, de todos los componentes (estructurales y funcionales) de cualquier proyecto de ingeniería. En este contexto, se abordará el desarrollo de este apartado considerando, en primer lugar, las razones que determinan la necesidad de anteceder la ejecución de ciertas obras o acciones respecto del total requerido por el proyecto. Así, el protocolo de ejecución de faenas para el presente proyecto, considerando que es un proyecto de restauración de un escenario anterior al actual (eutroficación del Tranque Forestal), comprende las siguientes fases:

1. Fase pre-restaurativa: Esta fase tiene por objetivo el generar un escenario con las condiciones suficientes como para que se lleven a cabo las acciones de desarrollo del proyecto.
2. Fase de desarrollo o restaurativa: Comprende la ejecución de las obras necesarias para regenerar el escenario anterior definido por los objetivos del proyecto.

3. Fase de mantención: Comprende las acciones necesarias para mantener el escenario contemplado en el proyecto.

8.1.1 Fase pre-restaurativa.

Esta fase comprende la eliminación del ingreso de los sólidos arrastrados por la escorrentía generada en las subcuencas del Tranque Forestal (oriente y sur), ya sean estos de origen natural (erosión natural del terreno) o artificial (por el movimiento de tierra necesario para la instalación de estructuras). Para ello es necesaria, en primera instancia, la construcción del conjunto cámara de rejas-desarenador de flujo horizontal, del desarenador de pantalla y de los canales descritos en el capítulo anterior.

8.1.2 Fase restaurativa.

Como se mencionó, esta fase comprende la generación del escenario contemplado en los objetivos del proyecto, es decir, la condición no eutroficada del Tranque Forestal y su consecuente habilitación como recurso recreacional y paisajístico. Para ello es necesario, como se concluyó en el apartado 3.5, de la remoción de los sedimentos acumulados en su interior hasta contemplar una profundidad del mismo igual a 2 [m] y el mecanismo de acción contemplado para llevar a efecto dicha acción será entonces el dragado y la posterior disposición de los ya citados sedimentos (aproximadamente 10000 [m³] de ellos).

8.1.3 Fase de mantención.

Esta fase comprende la mantención de las condiciones, generadas en la fase anterior, de potenciación de un equilibrio estable, entre el ingreso de nutrientes y los ciclos naturales de mineralización de éstos en el ecosistema del Tranque Forestal. Las acciones contempladas para tal efecto son: 1) la acción de un filtro microbiológico encargado de regular el ingreso de nutrientes y microorganismos patógenos al Tranque Forestal, 2) la normal operación de las estructuras encargadas de retener los sólidos provenientes de las subcuencas del Tranque Forestal, de modo que éstos no ingresen al mismo y 3) el dragado sistemático del Tranque necesario para remover los sólidos ingresados producto de la limitada capacidad del desarenador de flujo horizontal para operar en condiciones de alto caudal. El desarenador de flujo horizontal es capaz de remover los sólidos contenidos, como se describe en el Apartado I.4 del Apéndice I, en caudales (escorrentías) menores a los $1,04 \text{ [m}^3/\text{s]}$ y equivalentes a al desarrollo de un evento de precipitación de 34 [mm/24 h] .

Por tanto el cronograma requerido por el proyecto será:

	Semanas																							
Actividad	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
A	■	■	■																					
B		■	■	■	■			■	■					■										
C		■	■															■	■					
D			■	■	■	■	■					■	■					■	■					
E					■	■	■	■	■	■	■				■	■	■	■						
F			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■											
G							■	■	■	■				■	■									
H											■	■		■	■	■	■	■		■				
I								■										■	■	■				
J																				■	■	■	■	■
K																			■	■				

Donde:

- A = Instalación de faenas.
- B = Ejecución de trazados.
- C = Habilitación de accesos.
- D = Ejecución de excavaciones.

- E = Construcción de canales.
- F = Construcción del desarenador de pantalla.
- G = Construcción del desarenador de flujo horizontal.
- H = Construcción del filtro fito-microbiológico.
- I = Otros.
- J = Normalización.
- K = Puesta en marcha del filtro fito-microbiológico.

8.2 Implementación y operación de estructuras y equipos.

8.2.1 Cámara de rejas y desarenador de flujo horizontal.

La operación normal de estas estructuras contempla la acción de un operario no calificado. Éste será el encargado de la limpieza de ambas estructuras y del manejo de la válvula de compuerta encargada de la distribución de flujo entre los dos subcanles desarenadores.

Limpieza de la cámara de rejas: Corresponde destacar que esta estructura operará como tal, sólo en régimen de caudales provenientes de precipitaciones en la zona. Bajo este contexto, se calcula la razón de sólidos gruesos (metodología descrita en el Apartado 6.1) arrastrados por la escorrentía derivada de una precipitación de 64 [mm/24 h] y considerada lo suficientemente importante como para comprender el arrastre de la totalidad de los sólidos (arrastrables) contenidos o acumulados en la subcuenca oriente. Con lo anterior, se calculará una frecuencia de limpieza para el escenario más desfavorable y que deberá entenderse como el momento en que ocurra la primera lluvia de dimensiones considerables (llámese a éstas, lluvias sobre los

30 [mm/24 h]), en esas condiciones, el flujo de sólidos gruesos se espera sean del orden de 1 [m³/h] y considerando que la cámara posee una capacidad de acopio (asumiendo que el espesor de la cama de sólidos retenidos sea de un máximo de 0,5 [m], se esperaría una periodicidad de limpieza de 2,47 [m] (largo de las barras y por tanto de la cama de sólidos) multiplicado por 1,82 [m] (ancho del canal) y por 0,5 [m] (alto promedio de la cama), es decir, un volumen de 2,25 [m³] (capacidad máxima de acopio) y dividido por el flujo de sólidos 1 [m³/h] se tiene que la cámara deberá ser limpiada, en las condiciones expuestas, con una periodicidad de 2,25 [h]. Sin embargo, se recalca que esto ocurrirá con la primera lluvia considerable luego de un extenso periodo seco (tiempo suficiente para la acumulación de sólidos en la subcuenca), pues de lo contrario, salvo excepciones por negligencia humana (vertido premeditado de basuras y escombros), se esperará un flujo mucho menor de sólidos arrastrados. Por último y como se indico en el apartado 7.1.2, la limpieza se llevara a cabo en forma manual (por el operador de la planta) y mediante de un rastrillo especialmente diseñado para este efecto.

Manejo de la válvula de compuerta: La distribución normal de flujo (llámese normal a la condición de caudal sin presencia de eventos de precipitaciones) se desarrollará dependiente sólo de la capacidad de acumulación de áridos en los subcanales (5,1 [m³]), es decir, una vez copada la capacidad de uno de los desarenadores se procede a la operación de la válvula en cuestión, ya sea abriéndola para que entre en operación el desarenador 1 (denominado así en el Apartado 7.2.2.1) o cerrándola para que lo haga el 2. Sin embargo, cuando existan contribuciones de caudal producto de precipitaciones en la zona, el sistema de canalización diseñado para dirigir normalmente las aguas al desarenador 1 colapsará, vertiendo el excedente de líquido en la dirección del subcanal 2 (ver Figura 7-5). El fenómeno recién descrito es indeseado por la ineficiencia en que incurre, es decir, el que se encuentren ambos subcanales en operación conlleva a perder la posibilidad de mantener uno en operación normal mientras el otro se encuentra en proceso de limpieza (para llevar a cabo éste el subcanal debe estar seco). No obstante, cuando las precipitaciones sean de dimensiones considerables, o sea cuando el caudal que de ellas emane presente una altura de líquido, al interior del canal de entrada a la cámara desarenadora, mayor a los $\frac{3}{4}$ de la altura útil del mismo se deberá utilizar ambos

canales a la vez (apertura de la válvula en cuestión). Se estipula la acción anterior, ya que de lo contrario, dicha válvula actuará como una resistencia al caudal provocando un aumento en la altura de líquido mayor que el considerado en las ecuaciones de diseño, es decir, existirá el riesgo de que las aguas salgan de la estructura e inunden las zonas aledañas a ella.

Limpieza de los desarenadores: En primer lugar, se señala que el proceso de limpieza debe desarrollarse cuando el subcanal a limpiar se encuentre sin líquido. Se considera la acción anterior debido a que de lo contrario las aguas que sigan escurriendo desde el desarenador irán con parte de los sólidos removidos (la agitación producida por la limpieza derivará en la suspensión de una fracción de los sólidos y por ende, la posibilidad de arrastre fuera de la estructura). Como ya se mencionó, la planificación de limpieza se basará en el tiempo que transcurra desde la última limpieza hasta que se llega al límite de la capacidad del desarenador. A modo de estimación, por que el periodo real de llenado de estos será definido con el sistema en funcionamiento, se procederá a calcular el supuesto tiempo de operación mínimo de uno de los subcanales, sin considerar escorrentías por precipitación. Como se mencionó en el apartado 6.1.2, el flujo de sólidos esperados para la máxima cantidad de caudal será de 1,61 [m³/d] y por tanto se esperará una limpieza, considerando su capacidad máxima, de $(5,1/1,61) = 3,17$ días y por tanto un ciclo de funcionamiento global de la cámara (sin considerar limpieza) de aproximadamente 1 semana. Cabe señalar que cuando ocurran caudales mayores que los descritos (escorrentía producida por precipitaciones) el sistema de tratamiento secundario se aislará del sistema de canalización y las aguas que descenden de ambas subcuencas serán desviadas directamente al Tranque Forestal, sin embargo, el desarenador en cuestión dispone de una capacidad de retención máxima, como fue calculado en el Apartado I.4 del Apéndice I, para caudales derivados de escorrentías menores que las provocadas por un evento de lluvia de 34[mm/24 h].

8.2.2 Desarenador tipo pantalla.

En primer término se señala que para la construcción de esta estructura es necesario habilitar una huella de acceso vehicular al lugar del emplazamiento. Dicha huella será mantenida en el

tiempo para conferir el acceso necesario de la maquinaria requerida para las acciones de limpieza (remoción de los áridos acumulados). La acción de limpieza se realizará entonces por medio de una pala mecánica, y su transporte hasta el lugar de disposición, mediante camiones.

Considerando que la capacidad máxima del desarenador es de 3922,5 [m³], que (como se señaló en la Tabla 4.2) la cantidad total de áridos esperados en el extremo inferior de la subcuenca sur es de 4962.3 [m³] y que la estructura presentará una eficiencia de retención de 80 %, se establece que la periodicidad de limpieza será de 1 vez por año, la que se realizará durante los meses de verano. Por último se señala que, en primera instancia, el lugar de disposición será el Vertedero Municipal de Lajarillas en Viña del Mar.

8.2.3 Bomba de dragado.

La acción de dragado se contempla en dos fases: la primera es la remoción inicial de los sólidos acumulados a la fecha en el Tranque, contemplando un aumento en su profundidad de 1 [m] y la segunda, la mantención periódica de la condición recién expuesta retirando de él los sólidos que no fueron retenidos en los desarenadores de las subcuencas oriente y sur.

8.2.3.1 Fase 1: remoción inicial de sedimentos.

Como ya se mencionó, se requiere de la remoción (desde el Tranque Forestal) de 10000 [m³] de sedimentos. Para llevar a efecto tales requerimientos y como para el manejo posterior de los sólidos es necesario que estos se encuentren relativamente secos (dicha condición disminuye considerablemente los costos de manejo para los lodos). En este contexto, el secado se realizará, utilizando el sector destinado al emplazamiento de equipos proyectados, en el sector que se encuentra inmediatamente al costado del Tranque. Se utilizará tal sector debido a que como se encuentra conformado sólo por material erosionado de las subcuencas, éste presenta características extremadamente buenas de permeabilidad y exposición al sol; características que le confieren excelentes cualidades como cancha de secado. Por los antecedentes

presentados y considerando que es necesaria, en el secado, la intervención de irradiación solar se procederá a desarrollar el plan de dragado contemplando un periodo de aplicación al terreno de no más de 3 [h] para permitir que éste luego infiltre y evapore (dentro de lo naturalmente posible) antes de la nueva aplicación. Así, y considerando que la bomba utilizada en el dragado (ver Tabla 7.7) es capaz de desarrollar un caudal de 4,5 [m³/min] por tanto una cantidad de sedimentos por día de dragado igual a:

$4,5 \text{ [m}^3\text{/min]} * 180 \text{ [min]} = 810 \text{ [m}^3\text{]}$ por jornada de trabajo. Considerando que la cantidad total a extraer es de 10000 [m³] serán necesarias 12,35 \approx 13 jornadas de trabajo. Se destaca que el área considerada para tales efectos será la descrita para la disposición del sistema de tratamiento secundario (terreno descrito en la Lámina N° 2 del Apéndice L) y que alcanzaría unas dimensiones de 100 [m] de largo por 80 de ancho, es decir, un área de disposición igual a los 8100 [m²]. Considerando que para llevar a cabo un buen secado se debe exponer la capa de sedimentos con una altura no mayor de 15 [cm], así para una velocidad de dragado como la descrita se conferirá, a la cama de sedimentos a secar, una altura de 10 [cm].

Una vez que los sólidos han sido secados, se procede en primer lugar a la nivelación de los terrenos que requieran de tal acción, luego el intento de comercializarlos como áridos de construcción y por último disponer del material como material de cobertura en el relleno sanitario Lajarilla de Viña del Mar.

8.2.3.2 Fase 2: mantención de los niveles de líquido en el Tranque Forestal.

La mantención de la profundidad del Tranque Forestal se llevará a cabo mediante la acción del sistema de dragado ya descrito, sin embargo, la disposición de los sólidos removidos será distinta a la de la fase 1; en este caso dichos sólidos serán dispuestos en la subcuenca norte, aguas abajo del Tranque Forestal. Se establece dicho sitio de disposición debido a que, mediante la acción de la escorrentía derivada de las precipitaciones, los sólidos removidos serán arrastrados, desde la parte superior de la ya citada subcuenca, hasta los desarenadores emplazados en las cotas inferiores de la misma. Una vez ahí éstos podrán ser retirados y

transportados hasta el lugar de disposición final (mismo lugar utilizado para la disposición de los retenidos hasta ahora en dichas estructuras). Cabe señalar que mediante la operación anterior se utilizará indirectamente la subcuenca norte como cancha de secado y la acción natural de las precipitaciones como medio de transporte hasta un lugar concebido para el acopio y la remoción de este tipo de materiales, ambas situaciones de carácter atractivo bajo una perspectiva operacional. Se presenta dicha operación como válida luego del análisis de los procedimientos para el manejo de los sólidos, con los componentes del proyecto bajo operación normal, en la cuenca hidrográfica del Tranque Forestal, es decir, ésta condición (operación normal del desarenador de flujo horizontal, la cámara de rejillas y el desarenador tipo pantalla) permite estimar que sólo por concepto de remoción en el desarenador de pantalla se contemplará con creces la remoción de un volumen de sólidos mayor que el que normalmente reciben los desarenadores de la subcuenca norte. Esperando así, que en el Tranque Forestal sólo sean retenidos los sólidos provenientes de la subcuenca oriente ($1963,5 \text{ [m}^3/\text{año]}$), como se indicó en la Tabla 4.2) y los que no pudieron ser retenidos en el desarenador de pantalla ($1489 \text{ [m}^3/\text{año]}$) asumiendo una eficiencia de la estructura del 70 %), es decir un valor total de $3204 \text{ [m}^3/\text{año]}$. Por último, cabe señalar que, la cifra recién expuesta ($3204 \text{ [m}^3/\text{año]}$) es un valor menor que el que la condición sin proyecto depararía para el Tranque y para los desarenadores de la subcuenca norte, es decir, con lo anterior queda de manifiesto que la cantidad de arena anual a verter en la subcuenca norte será menor que la cantidad que normalmente ésta recibe por la acción de un plan de manejo de sólidos aguas arriba del Tranque Forestal, dicha diferencia será entonces la cantidad retenida por el desarenador de pantalla. Por último se destaca que la vida útil de la bomba de dragado contempla con creces el tiempo de horizonte del proyecto (a saber 100000 [h] de vida útil) y que la fecha de operación de sistema será en las segundas quincena de enero para retirar la totalidad de los sólidos arrastrados el año anterior (entre enero y febrero los índices de pluviosidad son normalmente insignificantes), además de potenciar la vida acuática del Tranque gracias a la buena irradiación solar, en conjunto con el aumento en la profundidad del mismo.

8.2.4 Sistema de tratamiento secundario y estructuras anexas.

8.2.4.1 Control del caudal de ingreso al filtro fito-microbiológico.

Para el control de caudal afluente al filtro fito-microbiológico se dispone de las estructuras descritas en el apartado 7.4.1, es decir las válvulas de compuerta 1 y 2 y el medidor de caudal Parshall. La operación del sistema de control comprende la inspección periódica del medidor de flujo en caso de presentarse un evento de precipitación, en el cual el operario de la planta verificará los niveles de líquido al interior del medidor, es decir, el medidor Parshall se encuentra construido de tal forma que la velocidad del líquido en su garganta es constante, por tanto la elevación del nivel de líquido será proporcional a la cantidad de caudal que por el este pasando, así mediante la inspección con una varilla graduada y provista de un flotador en los pozos construidos para tal efecto el operario podrá concluir cual es la cantidad de caudal presentada en ese instante. Se destaca el evento de precipitación debido a que el filtro fito-microbiológico no fue diseñado para tratar las aguas provenientes de la escorrentía producida por las precipitaciones debiendo el operario de turno cerrar (parcial o totalmente) las válvulas de compuerta 1 y 2 que son las que permiten el ingreso de las aguas al sistema de tratamiento secundario. Cabe señalar que el operario deberá tener como primera instrucción el que las aguas deben entrar al sistema de tratamiento, sin embargo, si estas ingresan con un caudal mayor que el señalado en la varilla graduada ($24 \text{ [m}^3/\text{h]})$ éste deberá cerrar inmediatamente las válvulas de ingreso. Se hace referencia a lo anterior ya que existirán eventos de precipitación en los cuales la escorrentía derivada de ellos no superará el nivel de caudal mencionado, debiéndose tratar en el sistema.

Otra acción importante que debe realizar el operario, en este nivel del sistema de tratamiento, es la mantención de las canaletas que guían las aguas al medidor de caudal y luego de éste a la cámara desarenadora 1 (descrita en detalle en la Lámina N° 6 del Apéndice L). Como dichas canaletas son abiertas se encuentran siempre susceptibles de ser contaminadas con sólidos de las inmediaciones a las mismas, por esta razón el operario de turno deberá realizar inspecciones periódicas, principalmente a la cámara desarenadora 1, la cual se diseñó contemplando un sistema análogo a la cámara de rejillas (para retener los sólidos mayores) y un colchón de agua que permite la retención de áridos y sólidos pequeños para su posterior retiro y disposición.

8.2.4.2 Filtro fito-microbiológico.

La implementación del sistema comienza, paralelamente con la construcción de las obras civiles involucradas, con el trasplante y multiplicación de las especies vegetales utilizadas (*Phragmites communis*). Para este objeto se utilizará y creará una nave de invernadero donde se trasplantarán las *Phragmites*. En primer lugar se trasplantarán, desde la desembocadura del Río Aconcagua al sector colindante con la cancha e fútbol en las cercanías del Tranque Forestal, 1250 estolones los que se desarrollarán y se multiplicarán hasta generar 3808 individuos. En este punto debiera encontrarse construido gran parte de la estructura que contendrá el medio de soporte, ya que luego se trasplantarán los 3808 individuos al sistema de tratamiento (disposición final). Dentro del filtro las plantas serán distribuidas cada 0,9 [m] fijos entre cada una de ellas, para eso el obrero debe cuadricular el sistema, mediante lienzos. Luego de lo anterior y para llegar al número y disposición designados en el diseño de la estructura (plantas cada 0,3 [m]) se procede al retiro y entierre de los estolones.

Puesta en marcha.

El sistema comienza su puesta en marcha una vez dispuesto el material de relleno y todas sus partes físicas (fittings, cañerías, plantas, etc.), además de haber realizado las pruebas hídricas para ver como se comporta realmente el agua dentro del sistema. Su protocolo es el siguiente:

1. Semillado de la celda con agua. Los niveles al interior del sistema deben encontrarse a la mitad.
2. Verificando la humedad de la superficie se mantendrá la mitad del nivel de líquido en el sistema (de esta manera se asegura que el agua ascienda por evaporación y capilaridad y que las raíces, buscando más agua, se direccionarán y penetrarán en mayor magnitud).

3. La situación anterior se mantendrá por un periodo de 8 días, en los cuales se deberá aumentar el nivel si la evaporación es muy importante y la superficie se encuentra seca.

4. Luego del octavo día se permite el nivel de operación normal.

5. Se mantiene el nivel líquido y se registran los valores en las calidades de agua de entrada y salida. La puesta en marcha finaliza cuando se estabilizan los indicadores de calidad de agua.

Control de proceso.

Dada sus características el sistema no requiere de un nivel elevado de control, es decir, el control cotidiano no es especializado y presenta un número relativamente bajo de variables para este fin. Las principales variables de control son las siguientes:

Control del nivel de líquido al interior del sistema: El nivel de agua al interior del equipo es la variable crítica del sistema, debido a que tiene influencia directa sobre la estabilización y supervivencia de los macrófitos, y por ende, sobre el sistema completo como tal. Dicha variable debe ser ajustada mediante la estructura (construida especialmente con este fin) dispuesta en la cámara de regulación de nivel, descrito en detalla en la Lámina N° 6 del Apéndice L. Esta última cuenta con la debida instrumentación y señalización como para permitir que un usuario no experimentado maneje sin ningún inconveniente la variable en cuestión.

Control de características fitosanitarias: El control de esta variable se basa en la inspección visual semanal de las condiciones de salud de los macrófitos. Dicha inspección es dirigida en la búsqueda de rasgos de infección (por parásitos, bacterias y/o virus), nivel de turgencia de

las hojas y tallos, alturas de tallos y posibles diferencias de color respecto del color natural de las plantas sanas.

Control especializado: El control especializado se encuentra dirigido al chequeo de la eficiencia del sistema y a la búsqueda de soluciones en el caso que este no presente los estándares esperados. Las variables controladas serán: demanda bioquímica de oxígeno, sólidos suspendidos volátiles, nitrógeno total, fósforo total, coliformes fecales, pH, temperatura, caudal, nivel de obstrucción del medio y condición de cañerías y fittings.

Procedimientos de operación.

La operación normal del sistema gira en torno de mantener el nivel de líquido en torno al nivel de operación estipulado en la cámara de control de nivel (descrita en la sección) y a controlar el tamaño de los macrófitos, en conjunto con el control del crecimiento de vegetales indeseados.

Anomalías características y su corrección.

Presencia de agua superficial al interior del biofiltro.

Posible causa : Posición física del dispositivo regulador de nivel errada (demasiado alta para la cantidad de caudal de ingreso).

Obstrucción de poros al interior del medio de soporte.

Daños en la primera capa de soporte.

Efectos probables : Eventual peligro para la salud pública por potencial probabilidad

de contacto directo del agua no tratada y/o indirecto, a través de vectores (ratas, moscas, etc).

Proliferación de insectos indeseados (moscas, zancudos, etc.).

Saturación de la cama de soporte producto del crecimiento descontrolado de los macrófitos (aumento descontrolado de raíces al interior del sistema)

Medidas correctivas : Verificar la posición del dispositivo regulador de nivel, con la que indica la señalización correspondiente para el flujo particular de entrada de ese momento.

a) Inspeccionar y realizar mantenimiento (en caso de ser necesario) a las cámaras de alcantarillado del sector, ya que la obstrucción es debida a niveles altos de sólidos en el influente del biofiltro. La inspección debe dirigirse además al control de vertimientos de sustancias ajenas a las normales como pegamentos solubles, pinturas solubles, resinas, etc y b) corte (a nivel de zona de crecimiento) de macrófitos que se encuentran en exceso (el resto de la planta se degradará en el interior del sistema).

Inspección visual dirigida a la búsqueda del agente destructor (niños, mascotas, aves, roedores, etc) y adopción de medidas para su control.

Generación de malos olores.

- Posible causa : Generación de zonas anaerobias al interior del biofiltro.
- Descomposición de animales muertos en la superficie del biofiltro.
- Oxigenación deficiente producto de la destrucción de las raíces de los macrófitos del sistema.
- Efectos probables : Malestar general de la población cercana al sistema de tratamiento.
- Posibilidad de inflamación de los macrófitos dispuestos en el biofiltro por la generación de metano.
- Disminución en la eficiencia de remoción del biofiltro.
- Medidas correctivas : a) bajar paulatinamente el nivel de líquido al interior del biofiltro hasta dejar de percibir olor o en su defecto hasta alcanzar 10 [cm] bajo el nivel de trabajo, c) Inspección de las subcuencas, dirigida en busca de la normal saturación de alguna cámara de alcantarillado y si ese es el caso realizar su mantención a la brevedad.
- Inspección visual de la superficie del biofiltro dirigida en la búsqueda de cadáveres animales.
- Inspección visual de las características fitosanitarias anómalas ya descritas y llevar a cabo medidas correctivas según sea el caso

(replantación, desmalezado, desparasitación, etc.).

Muerte masiva de macrófitos.

- Posible causa : Presencia de químicos agresivos en el afluente al sistema.
- Falta de nutrientes esenciales para el crecimiento vegetal al interior del biofiltro.
- Efectos probables : Baja en la eficiencia del biofiltro producto del deficiente suministro de oxígeno, elemento conducido normalmente por el tallo de los macrófitos.
- Presencia de malos olores.
- Medidas correctivas : a) Inspección visual de macrófitos en busca de causales excluyentes (parásitos, presencia de animales rastreros, etc.) y b) análisis organoléptico (excluyendo el gusto) del agua tratada en busca de rasgos típicos de productos químicos (olor anormal del agua, presencia de color, aumento en la temperatura, etc). En caso de cerciorarse alguna sospecha de vertimiento accidental (entiéndase por accidental, ya que se debe capacitar previamente a el público del sector mediante afiches instructivos, respecto del vertimiento de sustancias tóxicas en el curso de agua natural) buscar y eliminar a la brevedad el origen del vertimiento.

9 Evaluación socio-económica del proyecto.

La evaluación económica y social de un proyecto, busca estimar los costos y beneficios que con lleva la realización de mismo, con el fin de comparar y seleccionar entre distintas alternativas y/o ver la factibilidad económica de ejecutar la alternativa elegida.

En general, los instrumentos económicos que se utilizan para determinar la factibilidad de un proyecto en relación a otros proyectos, son los indicadores de rentabilidad como el VAN (valor actual neto), el VAC (valor actual de costos), el TIR (tasa interna de retorno) y la relación de costo-eficiencia (VAC/personas).

A pesar de que en este proyecto la alternativa a evaluar es una sola, pues la selección se hizo previamente basándose en la comparación de los aspectos técnicos de cada sistema. Por las características particulares del proyecto, donde las comparaciones fueron determinantes, fue posible hacer una elección antes de la evaluación económica, sin embargo, se realiza esta evaluación con el fin de determinar los costos y beneficios de la alternativa y, a partir de esto, la factibilidad económica de ésta.

En la primera parte de este capítulo se realiza una estimación de los costos sociales de la alternativa seleccionada, utilizando el método del VAC. Los costos más relevantes para la alternativa seleccionada están dados por los costos de inversión, principalmente los producidos por las obras civiles, movimiento de tierras y excavaciones. Los costos de operación y mantenimiento son relativamente bajos y tienen una menor incidencia en los costos totales de la alternativa.

En la sección siguiente de este capítulo se trata de determinar los beneficios sociales de la alternativa de tratamiento seleccionada. Cabe hacer notar que debido al carácter social de estos beneficios, en su mayoría son muy difíciles de cuantificar.

Finalmente se realiza la evaluación final determinando el VAN a partir de los costos y beneficios determinados previamente, para determinar la factibilidad económica de realizar la alternativa.

9.1 Determinación costos sociales totales.

En general los costos se determinan de la misma forma que en la evaluación económica privada, la mayor diferencia es que los valores determinados deben ser corregidos en base a los precios sociales recomendados por Mideplan.

Los precios sociales están referidos a los factores básicos de producción (tasa de descuento, mano de obra, divisa, etc.) y el objetivo de la determinación de estos precios sociales es contar con valores que reflejen el verdadero costo de oportunidad para la economía, cada vez que estos factores son usados en la ejecución u operación de proyectos.

En esta evaluación los precios sociales utilizados son: los valores de materiales y equipos son sin considerar el IVA, ni derechos de aduana, la tasa social de descuento a emplear será de 12% (que representa el costo en que incurre la sociedad cuando el sector público extrae recursos para financiar sus proyectos), el precio social de la mano de obra es determinada de la siguiente forma (Mideplan, 1997):

$PS = g * PB$		Ecuación 9.1
Donde:		
	PS	= Precio social de la mano de obra
	g	= Factor de corrección o ajuste
	PB	= Salario bruto o costo para empleador de la mano de obra (costo privado)

Tabla 9.1: Factor de ajuste o corrección (Mideplan,1997)

Categoría de mano de obra	Factor de ajuste (g)
Calificada	1,00
Semi calificada	0,85
No calificada	0,65

El precio social de la mano de obra se considera como el costo marginal en que incurre la sociedad por emplear un trabajador adicional de cierta calificación (Fontaine, E,1988).

Respecto al precio social de la divisa esta se determina a través de la Ecuación 9.2(Mideplan,1997):

$TCs = F * TCof$		Ecuación 9.2
Donde:		
	TCs	= Tipo de cambio social
	F	= Factor de ajuste
	$TCof$	= Tipo de cambio del dólar acuerdo del Banco Central

El factor de ajuste a emplear será 1,06 para 1997 y en adelante, y el $TCof$ a emplear es el del último día del mes de diciembre del año anterior al año en curso (Mideplan,1997). En este caso el $TCof$ = US\$ 497,76, y el valor de la UF=15.066,96 (valores para el 31 de Diciembre de 1999). Entonces el tipo de cambio social a utilizar es:

$$TCs = 1,06 * 497,76 = \text{US\$ } 527,63$$

La razón para corregir el tipo de cambio se debe a la discrepancia entre el costo social de la divisa y el costo privado, causada por distorsiones en la economía, principalmente en los sectores de bienes y servicios transables internacionalmente (aranceles y subsidios) (Fontaine,E,1988)

9.1.1 Inversión inicial

En la inversión inicial o costos directos, se incluyen los costos de inversión de los equipos, los que incluyen obras civiles, excavaciones y movimientos de tierra. Aquí también se incluye la inversión en equipos auxiliares.

En la Tabla 9.2 se presentan los costos fijos de inversión por equipos, el detalle de los costos de los equipos e instalaciones se entrega en el apéndice N, apartado N.1. En el apartado N.2 se indica las empresas donde se realizó la cotización.

Tabla 9.2: Costos de inversión de equipos e instalaciones.

Item	Número	Costo
Desarenador/cámara de rejillas	1	602,46UF
Filtro fito-microbiológico	1	5.810,1 UF
Desarenador tipo dique o pantalla	1	3.088,75 UF
Canales	-	1957,19 UF
Otros (camino, medidor de caudal, cámaras, cañerías PVC restantes)	-	843,14 UF
Instalación de faenas	-	350 UF
Aseo y entrega	-	150 UF
Gastos generales (personal, teléfono, planilla)		1.253,80 UF
Utilidades empresa constructora	-	626,9 UF
Sub total obras civiles (Donoso,L)		14.682,34 UF
Sub total en dólares		US\$ 419.267,72
Sistema de remoción de lodos del tranque (bomba + estructura soporte)	1	US\$ 24.903,94
Remoción inicial lodos del tranque		US\$ 168,45
Total costos equipos e instalaciones		US\$ 444.340,11

Dentro del cálculo de la inversión se incluye los costos indirectos los que incluyen los costos de ingeniería, costos de imprevistos, puesta en marcha. La forma de estimar estos costos se indica en la siguiente tabla (Zomosa,1983).

Tabla 9.3: Determinación de los costos indirectos.

Tipo	Estimación
Costos de ingeniería	17 % costo fijo final
Costos de imprevistos	20 % costo fijo final
Puesta en marcha	10 % costo fijo final

En nuestro caso se estima que los costos por la puesta en marcha son un porcentaje bastante menor, pues solamente el filtro-fitomicrobiológico requiere de una puesta en marcha, la que consiste básicamente en los costos de análisis de laboratorio, por las muestras que se tomen del agua tratada, y la remuneración al operario encargado. Se asume un costo de análisis de \$ 120.000/mes y \$ 80.000/mes al operario, corregido por el precio social, salario \$ 80.000*0,85 = 68.000. La duración de esta etapa sería de unos 6 meses, por lo tanto la puesta en marcha sería en total de \$ 1.128.000

Tabla 9.4 : Costos indirectos

Tipo	Costo
Costos de Ingeniería	US\$ 75.537,82
Costos de imprevistos	US\$ 88.868,02
Costos de puesta en marcha	US\$ 2.137,86

Total	US\$ 166.543,7
-------	----------------

Luego la inversión final será $I_0 = \text{costo fijo} + \text{costos indirectos} = \text{US\$ } 610.883,81$

9.1.2 Costos de operación.

En estos costos se incluyen aquellos costos que son variables en el tiempo, las dos componentes principales de estos costos son: son los gastos que se desembolsan para el funcionamiento del proyecto, aquí se incluyen los salarios de operarios y funcionarios, servicios básicos (agua, teléfono, luz, etc.), etc.; y los costos de mantención (mantención de equipos, repuestos, reparación equipos menores, etc.). La determinación de algunos de estos costos se realiza como lo muestra la Tabla 9.5 (Zomosa,1983):

Tabla 9.5: Estimación de algunos costos de operación.

Operación	Estimación
Mantención de equipos y análisis de laboratorio	1 % costo total fijo

En la alternativa seleccionada los principales costos de operación son el consumo de energía y las remuneraciones de los operarios.

El consumo de energía viene dado por la energía requerida para bombear los sedimentos del tranque más el gasto en iluminación. En la Tabla 9.6 se indica el consumo de energía por año para cada equipo, el detalle de la estimación se encuentra en el apéndice N.

Tabla 9.6: Consumos de energía.

Equipos	Consumo
Bomba para sedimentos del tranque	835,2 kW-h
Iluminación sector desarenador-cámara de rejillas	1.898,1 kW-h
Iluminación sector filtro-fitomicrobiológico	6.5612 kW-h
Total	68.345,3 kW-h

Para determinar el costo anual por concepto de energía se ocupa la relación de 0,04 [US\$/kW-h] (Bruna,S,1998). Entonces el costo por consumo de energía eléctrica será 2.733,81 [US\$/año].

El sueldo para los operarios de la planta se ha determinado como \$ 190.000 /mes·operario, luego el total anual de salarios será de \$ 2.280.000/año = US\$ 4.321,21/año. Este valor es corregido por el factor $g = 0,85$, pues el operario empleado cae en la categoría de mano de obra semi calificada (ver Tabla 9.7). Luego el total de salario anual será US\$ 3.673,03

Tabla 9.7:Costos de operación totales

Operación	Costos anuales
Mantenimiento de equipos y análisis de laboratorio	US\$ 4.443,4
Consumo energía	US\$ 2.733,81
Salarios de operario	US\$ 3.673,03

Total	US\$ 10.850,24
--------------	-----------------------

Otro costo variable es la depreciación de los equipos, para su determinación se utiliza la Ecuación 9.3 que corresponde a la depreciación lineal.

$D = \frac{C_{CF} - VR}{n}$		Ecuación 9.3
Donde		
	D =	Depreciación lineal
	C_{CF} =	Costo fijo equipo final
	VR =	Valor residual
	n =	Tiempo vida útil equipo

Se asumirá un valor residual igual a cero y el tiempo n igual al horizonte del proyecto (n=10 años). El costo del equipo considerado es el valor de la bomba de remoción de sedimentos del tranque. Entonces el valor será:

$$D = \frac{23.703 - 0}{10} = \text{US\$ 2.370/año}$$

9.1.3 Determinación del VAC.

El VAC, valor actual de costos, es la variable utilizada, en la evaluación de proyectos de agua potable y alcantarillado (Mideplan,1997) para comparar entre varias alternativas y elegir la

más conveniente, para la alternativa seleccionada se determina el VAC de este proyecto con el fin de determinar su costo

El cálculo del VAC se realiza a través de la Ecuación 9.4 (Fontaine,E,1988)

$VAC = I_0 + \sum_i^n \frac{C_i}{(r+1)^i}$		Ecuación 9.4
Donde		
	I_0	= Inversión inicial [US\$]
	r	= Tasa de interes del proyecto
	C_i	= Costos período i , [US\$/año]
	n	= Duración del proyecto, [años]

Para realizar el cálculo se utilizó un interés del 12 %, la duración es de 10 años. En el apéndice N se muestra una hoja de cálculo donde se determinó el valor del VAC utilizando la Ecuación 9.4 . El valor actual de costos de la alternativa escogida es de $VAC = US\$ 685.582,81$

9.2 Determinación de los Beneficios sociales.

En general, los beneficios sociales producto de un sistema de tratamiento de aguas domiciliarias, pueden ser el posible cobro de una tarifa por el tratamiento del agua a los beneficiados, y por otro lado los beneficios derivados de las pérdidas y gastos generados por la contaminación del agua , que al ejecutarse la alternativa desaparecen. Junto con estos hay una serie de beneficios adicionales que son muy difíciles de cuantificar, pues algunos de ellos tienen carácter subjetivo (cuantificar el estado de ánimo de una persona que no está enferma, o el de vivir en un entorno más atractivo, con un fácil acceso a un área de esparcimiento, el

incentivo a la flora y fauna del sector,etc.), y, por otro lado, que muchas veces no se puede identificar claramente quienes son los beneficiados directos del proyecto, lo que impide cuantificar claramente los beneficios y determinar una posible tarifa a cobrar por el beneficio recibido.

Cabe hacer notar que muchos de los beneficios considerados en una evaluación privada, que son percibidos por la empresa operadora del sistema de tratamiento, dejan de serlo cuando se realiza una evaluación social, pues estos beneficios como : ahorro en multas por no cumplir con las normas, ingresos por cobro de tarifas de tratamiento a los usuarios, etc., son solo transferencias desde el punto de vista de la sociedad, pues aunque se perciben ingresos para quien administre el sistema, estos son pagados por los usuarios y en el caso de multas o derechos que deja de pagar la empresa son ingresos que deja de percibir el estado, por lo tanto no hay un beneficio neto para la sociedad (Fontaine,E,1988).

En el caso de la alternativa seleccionada, los beneficios sociales que se producen se pueden separar en:

1. Los beneficios producidos por el sistema de tratamiento secundario.
2. Los beneficios producto de la canalización de las aguas provenientes de las subcuencas sur y oriente, para evitar los desbordes.

Dentro de los primeros se tiene:

Mejoramiento de la calidad ambiental.

Mejoramiento de la salud de la población, al reducir los índices de morbilidad y mortalidad.

Aumento de la disponibilidad de agua, cuyo uso es para riego.

Incremento del valor de las viviendas y terrenos aledaños.

Favorecer la flora y fauna del tranque forestal.

Dentro del segundo se tiene que los beneficios están constituidos básicamente por la disminución de daños materiales debido a la construcción de obras, estos daños evitables son:

Reducción del gasto público en :

Reposición y conservación de vías.

Reparación y mantenimiento áreas verdes

Limpieza de áreas públicas (calles, tuberías de alcantarillado, etc.).

Evacuación de familias afectadas po inundaciones.

Reducción de pérdidas de propiedad privada (vivienda, mobiliario,vehículos, establecimientos comerciales, etc.).

Junto con los anteriores también se presentan beneficios indirectos como el evitar daños por interrupción en el transporte, en las comunicaciones y gastos de emergencia por el salvataje de personas. Otros beneficios que se presentan son los beneficios intangibles que son los de mayor dificultad para cuantificarlos y valorarlos, entre estos se tiene: evitar pérdidas de vidas humanas, mejorar el bienestar y seguridad, mejorar condiciones sanitarias.

Analizando en forma más detallada el problema, se estima que el beneficio más importante viene de la reducción de los gastos producto de desbordes del tranque y de los canales, esto debido al gran daño que provocaría la ocurrencia de este hecho.

En base a la observación en terreno realizada el 13 de Septiembre de 1999 y a la revisión del plano del levantamiento aerofotogramétrico se estimó el sector con mayor daño y el número de casas afectadas por un desborde que sobrepase la cota 101 (ver lámina N° 2 área de inundación para cota 101), lo que provocará la inundación de la Avda. Blanca Vergara, en dirección al plan de la ciudad, afectando las casas que se encuentren entre esta avenida, la calle Simón Bolívar y la plaza Forestal. El número de viviendas afectadas se estimó en 442.

Los daños producidos por un desborde del tranque se pueden separar en :

Los daños producidos a los privados, principalmente a sus casas. Las casas que presentarían mayores problemas son aquellas con antejardín donde se acumularía el agua producto de la lluvia con el agua proveniente del desborde. También presentarían gran daño aquellas casas cuya entrada se encuentre perpendicular al flujo de agua o que el flujo presente algún ángulo de incidencia con la entrada. Son afectadas en forma importante aquellas casas que se encuentre aún nivel más bajo que las primeras pues se inundarán más fácilmente, caso similar de aquellas que posean subterráneos o piezas bajo el nivel de la calle. Las casas que sufren mayor daño estructural son las de adobe, las de madera, y en menor medida las de hormigón, siendo las primeras las más afectadas pues con el agua sufren daños irreparables, en cambio las otras dos se pueden recuperar, lo anterior se debe también a que la mayoría son casa de las décadas 50 a 70 donde predominana en su construcción los materiales ya señalados.

Los daños básicos que presenta una casa son 3 :

1. Daños a los bienes muebles.
2. Daños a pisos y muros (en los revestimientos adheridos como papel mural, estuco, flexit, alfombras, etc.).
3. El daño más importante son los gastos por reparar la casa, daños que son aumentados por el tiempo que implica para el jefe de hogar, el cual deja de trabajar, lo que trae como consecuencia una pérdida de 5000 a 6000 pesos por día y por casa. Esto está influenciado por

el tiempo de secado, el cual es muy lento (mayor aún si la tabiquería es de ladrillo) demorando la reparación de la vivienda..

Los daños ya señalados se ven aumentados por la desidad media-alta del sector, y por el nivel socio-económico bajo-medio del sector, pues el gasto de reparaciones es un golpe más fuerte al presupuesto familiar que en una familia con recursos.

Lo anterior permite determinar que los gastos por daños a las casa son de 300 a 500 mil pesos por casa (Kraljevic,E)

Luego asumiendo un valor de \$ 350.000 por casa y si el número de casas es 442, se tiene una cantidad de \$ 154.700.000 por daños producto del desborde del Tranque Forestal y su cuenca.

Los daños en los bienes públicos, principalmente en la infraestructura vial, los que afectan a un número mayor de personas, no solo a las que sufrieron daños en sus hogares. Estos daños y gastos son:

1. Gastos en limpieza del área afectada con el fin de analizar el tipo de daño y cuantificarlos.
2. Daños producto de socavones en el subsuelo del pavimento, los que inexorablemente producirán grietas y hoyos que causarán daños a terceros, principalmente a vehículos y a las personas.
3. Daños en los postes, los que se inclinarán producto también de socavones, causando tensión en los cables, los que se cortarán causando cortes del suministro de energía eléctrica.
4. Daños en los vehículos producto del agua y de los escombros arrastrados.

5. Daños al sistema de alcantarillado, el agua los destruirá parcial o totalmente, principalmente por la gran cantidad de agua y al socavar el terreno, a parte de llenar de escombros a los que no destruye.

6. Al no existir un plan regulador del sector, ya sea directo (definido por la Municipalidad) o indirecto (sector en que predomina un tipo de construcción se tiende a mantener el mismo estilo), provoca que la construcción sea heterogénea, sin planificación ni cumpliendo normas, las que al final son las que sufren mayores daños.

7. Daños en el transporte y las comunicaciones, los que son daños indirectos producidos por un desborde, que alteran la jornada laboral de la gente lo que afecta negativamente a la economía al disminuir la productividad de las personas.

Entonces, a partir de lo señalado, se estima un daño de infraestructura y de indirectos de \$220.000.000 (Kraljevic,E)

Ahora, sumando los daños a las casas con los daños a la infraestructura vial se tiene un total de \$ 374.700.000 , lo que expresado en dolares es US\$ 710.156,74

Respecto a los beneficios producidos por el filtro fito-microbiológico, uno de los más importantes tiene que ver con salud de las personas, es decir, el reducir los índices de morbilidad y mortalidad de enfermedades vinculadas a la contaminación del agua. En nuestro caso se analizó las tasas de incidencia, entre los años 1993-1998, de tres enfermedades: fiebre tifoidea, fiebre paratifoidea y hepatitis tipo A (Ver apéndice N, apartado N.3).

Al observar estas tablas, las cuales entregan información por comuna del sector Viña del Mar Quillota, se observa que el número de casos para estas 3 enfermedades va en disminución, debido a las campañas de prevención y educación llevadas cabo por el ministerio de salud, lo que determina que la incidencia que puedan tener las enfermedades infecciosas como posible beneficio por trazar el agua del tranque es muy baja.

Lo anterior se comprueba a través de la Tabla 9.8 que muestra el número de casos detectados para estas tres enfermedades en el sector de Forestal, en los consultorios Las Torres y Forestal*

Tabla 9.8: Número de casos detectados en los dos consultorios del sector Forestal

Años	Establecimiento					
	Las Torres			Forestal		
	F. Tifoidea	F. Paratifoidea	Hepatitis A	F. Tifoidea	F. Paratifoidea	Hepatitis A
1993	0	0	0	2	0	13
1994	0	0	15	4	1	22
1995	3	1	9	2	0	12
1996	8	3	6	2	0	3
1997	5	0	6	1	0	6
1998	1	0	3	3	0	3

En esta tabla se observa con mayor claridad que el número de casos detectados en la zona son pocos y en disminución., por lo que la incidencia que tendrían en la cuantificación de los beneficios del proyecto sería muy baja.

* Información del Departamento de Estadísticas,

A lo anterior se debe agregar que estos consultorios atienden a un gran sector de la población de Forestal, y no se cuenta con la información que permita relacionar de los casos de enfermedades con el sector donde habita el enfermo, para determinar si la causa es el agua del Tranque Forestal o no, es decir, no se puede identificar claramente cuáles y cuántos son los beneficiados por eliminar esta posible fuente de enfermedades.

Respecto a los otros posibles beneficios del tratamiento secundario, estos son de muy difícil cuantificación, así, por ejemplo, es muy difícil cuantificar los beneficios por favorecer la flora y fauna, otros, como el aumento del valor de terrenos y casas aledaños, sería poco significativo debido a que las construcciones del lugar son muy heterogéneas y de variada calidad y este hecho influye en que su valor no aumente (Kraljevic, E).

En resumen el beneficio que es posible estimar y cuantificar, y que tendría mayor incidencia económica, sería el evitar los daños producidos por el desborde del Tranque Forestal.

9.2.1 Determinación del VAB.

Los valores de daños determinados anteriormente nos permiten estimar un VAB (valor actual de beneficios) ya que al construir el sistema propuesto se evitaría los daños producidos por un desborde del Tranque Forestal.

En general el VAB se determina como:

$VAB = \sum_i^n \frac{B_i}{(1+r)^i}$		Ecuación 9.5	
Donde			
	B_i	=	Beneficio del período i, [US\$/año]
	r	=	Tasa de interes
	n	=	Duración del proyecto.[años]

En este caso como el desborde del Tranque que cause tal nivel de daños ocurre aproximadamente cada 10 años, el VAB será el valor estimado anteriormente para esos daños:

$$VAB = \text{US\$ } 710.156,74$$

9.3 Determinación del VAN

El VAN (valor actual neto) permite determinar, a través de la diferencia entre los beneficios y los costos, si un proyecto es viable económicamente o no. Así cuando el VAN es negativo indicaría que un proyecto no es viable de realizar, en cambio si es positivo indicaría que es viable de realizar. Ahora bien, lo anterior no es tan estricto, en el caso de proyectos sociales, pues puede suceder que a pesar de tener un VAN del proyecto igual a cero o levemente negativo, el proyecto sea recomendable de ejecutar por poseer una serie de beneficios para la comunidad, aunque intangibles o de difícil cuantificación. La decisión dependerá más de un criterio político en ese caso (Fontaine,E,1988)

El VAN se determina a partir de la siguiente expresión (Fontaine,E,1988):

$$VAN = VAB - VAC$$

Ecuación 9.6

Ahora en el caso de la alternativa seleccionada el VAN será:

$$VAN = VAB - VAC = 710.156,74 - 685.582,81 = \text{US\$ } 24.573,93$$

Es decir se obtiene un valor positivo del VAN por lo que socialmente es recomendable la ejecución de la alternativa propuesta.

10 Conclusiones y recomendaciones.

El tranque forestal se encuentra rodeado de áreas verdes que pueden ser explotadas desde una perspectiva paisajística y recreacional, sin embargo para ello, resulta imprescindible un manejo de los residuos sólidos y líquidos que son depositados en sus subcuencas. Se recomienda, en este sentido, una mayor fiscalización y/o gestión en pos de la disminución de los residuos sólidos depositados en sus subcuencas. Dicha gestión puede ser realizada mediante la acción de escuadrillas que de forma periódica recorran las subcuencas retirando los escombros allí depositados. Cabe señalar que la acción anterior iría en pos de un heroseamiento de ligar, sin embargo, su mayor alcance sería la prevención de posibles inundaciones por el obturamiento del sistema de evacuación de aguas lluvias. Se destaca que aún con una acción oportuna en la remoción de los escombros dicho sistema no es capaz de canalizar las aguas lluvias del sector, situación que como es lógico se agrava con la presencia de residuos sólidos.

El manejo actual de los sólidos erosionados es ineficiente. Se critica dicha gestión debido a que si bien es cierto se remueven los sólidos de los canales de evacuación de aguas lluvias, estos son dispuestos a un costado de los mismos situación que deriva en el reingreso de una fracción importante de sólidos a dichos canales.

Se deja planteada la inquietud de utilizar el tranque forestal como el gran desarenador de su cuenca hidrográfica debido a que ese es el rol que ha cumplido hasta la fecha, sin embargo, no se ha gestionado su limpieza pensándolo como tal. El hecho anterior es el que se ha traducido en las características de eutroficación del Tranque y lo que es más grave en la riesgosa disminución de su capacidad de amortiguamiento de crecidas haciendo con ello factible la posibilidad, a través de la obturación de su canal de evacuación, de un desborde con consecuencias insospechadas para la población que habita en sus cotas inferiores.

La subcuenca norte es perfectamente utilizable como recurso paisajístico y recreacional y con pequeñas inversiones podría convertirse en un concurrido paseo peatonal debido a que, sin haber contemplado ninguna estrategia para ésta, es utilizada por un gran número de personas como una vía de acceso relativamente cómoda, bonita y rápida al centro de la ciudad.

En fin es posible utilizar el Tranque Forestal y su entorno como recurso paisajístico, sin embargo, es necesaria la realización de gestiones para el manejo de los sólidos provenientes de las subcuencas y el manejo de las aguas lluvias como primeras prioridades.

Bibliografía

Bibliografía Capítulo 2

Barroin, G. 1991. *La Réhabilitation des Plnas Dèau*, pp.1419-1427. París: La Recherche.

Björj, S. 1978. *Restoration of degraded lake ecosystems*, pp. 1-21. Lund: Institute of Limnology University of Lund.

Branco, S. 1984. *Limnología Sanitaria*, pp. 60-65. Washinton: Eva V. Chesneau.

Chow, V. 1994. *Hidráulica de Canales Abiertos*, p. 3. Bogotá: McGraw –Hill.

Ibid; p. 4.

Ibid; pp.5-7.

Fair, Gordon, J. Geyer y D. Okun. 1995. Sistemas de Aguas Residuales. **En: Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales**, Novena Reimpresión; Vol. 1. p. 71. México D. F.: Editorial Limusa S. A. de C. V.

Ibid; p. 93.

French, R. 1993. Introducción. *Hidráulica de canales abiertos*, pp. 2-9. México D. F.: McGraw-Hill.

Hilleboe, Hernan. 1974. Hidrología. **En: *Manual de Tratamiento de Aguas Negras***, Cuarta Reimpresión. p. 53. México D.F.: Editorial Limusa Wiley S. A.

Ibid; p. 55.

Metcalf & Eddy. 1995. Caudales de Aguas Residuales. **En: *Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Reutilización***, Tercera Edición; Volumen 1. p. 19. Madrid: McGraw-Hill/Interamericana de España S. A.

Ibid; pp. 18-29.

Ibid; Capítulo 3, p.125.

Ibid; pp.38-41.

Welch, P. 1952. Introduction. **Limnology**, pp. 3-11. Nueva York: McGraw-Hill, Inc.

Bibliografía Capítulo 3

Daskaman, T. y J. Rottmann. 1984. *Aves de Chile*. pp. 76-77. Santiago: Publicaciones Lo Castillo S.A.

Llamas, J. 1993. Características Físicas de una Cuenca Hidrográfica. **En: *Hidrología General: Principios y Aplicaciones***, pp. 61-70. Madrid: Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco.

Metcalf & Eddy. 1995. Proyecto de Instalaciones para el Tratamiento Biológico del Agua Residual. **En: *Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertidos y Reutilización***, Tercera edición; Vol. II, pp. 736-738. Madrid: McGraw-Hill, Inc.

Bibliografía Capítulo 5

Anderson, G., D. Helsinborg y M.Villander. 1975. *Biomanipulation: A Restoration Method*. 28 pp. Sweden: Institute of Limnology, University of Lund.

Björk, Sven. 1978. *Restoration of Degraded Lake Ecosystems*. 24 pp. Sweden: Institute of Limnology, University of Lund.

- Björk, Sven. 1974. *European Lake Rehabilitation Activities*. 24 pp. Sweden: Institute of Limnology, University of Lund.
- Branco, Samuel. 1984. *Limnología Sanitaria: Estudio de la Polución de Aguas Continentales*. 120 pp. Washington D.C.: Secretaría General de la Organización de los Estados Americanos.
- Briggs, G., J. Claus, S. Thakral y G. Tseng-Chen. 1997. Wetland Application of Reclaimed Water. *Water Environment & Technology*. 9(3): 35-41.
- Byres, J., D. Durham y C. Mason. 1987. Biopolymer Particulate Turnover in biological Waste Treatment System. *Bioprocess Engineering*. 2(2): 95-109.
- Carozzi, A. y E. Steinle. 1994. Tratamiento anaerobio. *En: III Taller y Seminario Latinoamericano de Tratamiento anaerobio de aguas Residuales*. pp.231-242. Montevideo: Universidad de la República.
- Collado, Ramón. 1991. *Depuración de Aguas Residuales en Pequeñas Comunidades*, 1ª edición, 139 pp. Santander: ETS.
- Corbitt, R. 1990. *Standard Handbook of Environmental Engineering*, First Edition. 1360 pp. New York: McGraw-Hill, Inc.
- Díaz, José. 1991. *Depuración de Aguas Residuales*, 428 pp. Madrid: Centro de Publicaciones del Ministerio de Obras Publicas y Transporte.
- Environmental Protection Agency. 1992. *Wastewater Treatment/Disposal for Small Communities*, EPA/625/R-92/005. pp. 57-108. Cincinnati, OH: Center for Environmental Research Information
- Fair, Gordon, J. Geyer y A. Dokun. 1973. *Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales: Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales*, Primera Edición, Quinta reimpresión; Vol. I. 764 pp. Ciudad de México: Editorial Limusa.
- Greenway, M. y J. Simpson. 1996. Artificial Wetland for Wastewater Treatment, Water Reuse and Wildlife in Queensland, Australia. *Water Science & Technology*. 33(10-11): 221-229.
- Harberl, R., R. Perfler y H. Mayer. 1995. Constructed Wetlands in Europe. *Water Science & Technology*. 32(3): 305-315.
- Hilleboe, Herman. 1998. *Manual de Tratamiento de Aguas*, Decimoséptima reimpresión, 205 pp. México D.F.: Editorial Limusa Wiley S. A..

- Kuehn, E. and J. Moore. 1995. Variability of Treatment Performance in Constructed Wetlands. *Water Science & Technology*. 32(3):241-250.
- Metcalf & Eddy. 1995. *Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertidos y reutilización*, Tercera edición, Vol. II, 1485 pp. Madrid: McGraw-Hill, Inc.
- Metcalf & Eddy. 1985. *Ingeniería sanitaria: Tratamiento, Evacuación, y Reutilización de Aguas Residuales*, Segunda edición, 969 pp. Barcelona: Editorial Labor S.A.
- Noyola, Adalberto. 1993. Reactor UASB, Diseño y Operación. **En: Actas del I Curso Internacional sobre Tratamiento de Efluentes por Digestión Anaerobia**. pp. 133-143. Santiago: Universidad Católica de Valparaíso.
- Ripl, W. 1976. Biochemical Oxidation of Polluted Lake Sediment with Nitrate: A New Lake Restoration Method. *AMBIO*. 5: 132-135.
- Soubes, M. 1994. Microbiología de la Digestión Anaerobia. **En: Tercer Taller y Seminario Latinoamericano de Tratamiento Anaerobio de Aguas Residuales**, pp, 15-28. Montevideo: Universidad de la República.
- Streeter, Victor, B. Wylie. 1996. *Mecánica de los Fluidos*, Tercera Edición, 595 pp. Ciudad de México: McGraw-Hill, Inc.
- Sundstron, D., H. Klei. 1979. *Wastewater Treatment*, Primera Edición, 444 pp. New Jersey: Prentice-Hall.
- Water Enviromental Federation. 1992. *Manual of practice N° 8*, Vol I, 825 pp. Vermont: Book Press Inc.
- Yañez, F. 1993. *Lagunas de Estabilización: Teoría, Diseño de Evaluación y Mantenimiento*. 323 pp. Cuenca: Empresa Pública Municipal de Teléfonos Agua Potable y Alcantarillado.

Bibliografía Capítulo 6

- Arellano, F. y R. Dinamarca. 1995. *Plan de saneamiento integral para la cuenca de la laguna Sausalito*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil Bioquímico. 452 pp. Valparaíso: Universidad Católica de Valparaíso.
- CNR (Comisión Nacional de Riego). 1996. *Manual de obras menores de riego*, Primera edición, capítulo VI, p. 270. Santiago: Editorial Antártica.

Ibid; Capítulo III, p. 140.

Giles, R, J. Evett y C. Liu. 1994. *Mecánica de fluidos e hidráulica*, Tercera edición, pp. 166-167. Madrid: McGraw-Hill.

Bibliografía Capítulo 7

Bavor, H., D. Roser and P. Adcock. 1995. Challenges for the Development of Advanced Constructed wetlands Technology. *Water Science & Technology*. 32(3): 13-20.

Chow, Ven, 1994, *Hidráulica de canales abiertos*, primera edición, 667 pp., Colombia: McGraw-Hill.

Collado, Ramón, 1991, *Depuración de aguas residuales en pequeñas comunidades*, Primera edición, 139 pp., Santander: ETS.

Crites R., G. Dombeck, R. Watson and R. Williams. 1997. Removal of Metals and Ammonia in Constructed Wetland. *Water Environment Research*. 69(2): 132-135.

Davis, L. 1995. Domestic Wastewater. **En: A Handbook of Constructed Wetlands**, Vol II, 28 pp. Washington, DC: US Environment Protection Agency-Region III.

EPA (US Environment Protection Agency). 1993. *Subsurface flow Constructed Wetlands For Wastewater Treatment*, Epa 832-R-93-008, 24 pp. Washington DC: U. S. Government Printing Office.

Fair, Gordon, J. Geyer, A, Dokun, 1973, *Ingeniería sanitaria y de aguas residuales: Abastecimiento de Agua y Remoción de aguas Residuales.*, Primera Edición, Quinta reimpresión, Vol.I. 764 pp., Ciudad de México: Editorial Limusa.

French, Richard, 1988, *Hidráulica de canales abiertos*, Primera edición, pp.362-365 Ciudad de México: McGraw-Hill.

Giles, R, J. Evett y C. Liu, 1994, *Mecánica de fluidos e hidráulica*, Tercera edición, pp. 166-167, Madrid: McGraw-Hill.

Ibid; p. 400.

Greenway, M. and J. Simpson. 1996. Artificial Wetland for Wastewater Treatment, Water Reuse and Wildlife in Queensland, Australia. *Water Science & Technology*. 33(10-11): 221-229.

- Hiley, P. 1995. The Reality of Sewage Treatment Using Wetlands. *Water Science & Technology*. 32(3): 329-338.
- Juárez, Eulalio y A. Rodríguez, 1996, *Mecánica de suelos*, Segunda edición, Vol II, 704 pp., Ciudad de México: Editorial Limusa.
- Ibid; Capítulo VII, p.367.
- Kuehn, E. and J. Moore. 1995. Variability of Treatment Performance in Constructed Wetlands. *Water Science & Technology*. 32(3): 241-250.
- Leonard, K and G. Sauter. 1995. Constructed Wetland Enhance Residential Treatment. *Water Environment & Technology*. 7(8): 48-52.
- Metcalf & Eddy Inc.,1995, *Ingeniería Sanitaria: Tratamiento, Evacuación, y Reutilización de aguas residuales*, Tercera edición, Vol I,1485 pp. Barcelona: Editorial Labor S.A.
- Reed, S., G. Matzen, S. Parten and R. Pohren. 1996. Water Reuse for Sludge Management and Wetland Habitat. *Water Science & Technology*. 33(10-11): 213-219.
- Tanner C. and J Sukias. 1995. Accumulation of Organic Solids in Gravel-Bed constructed Wetlands. *Water Science & Technology*. 32(3): 229-239.
- Wood, A. 1995. Constructed Wetlands in Water Pollution Control: Fundamentals to Their Understanding. *Water Science & Technology*. 32(3): 21-29.
- WPCF (Water Pollution Control Federation). 1990. *Manual of Practice, Natural System for Wastewater Treatment*, FD-16. Washington DC: WPCF.

Bibliografía Capítulo 9

- Bruna, Simón y J.P.González, 1998, *Diseño de una planta de tratamiento de aguas servidas para la comuna de Con Con*, memoria para optar al título de Ingeniero Civil Bioquímico, Valparaíso: Universidad Católica de Valparaíso.
- Fontaine, Ernesto,1988.*Evaluación social de proyectos*. Quinta edición,403 pp., Santiago: Universidad Católica de Chile, Instituto de Economía.
- Mideplan, 1996,*Procedimientos y Formularios para el Sistema de Estadísticas Básicas de inversión*. Santiago: División de Planificación, Estudios e Inversión. Mideplan.
- ONDAC, 2000, *Manual de la Construcción*.

Zomosa, 1983, *Manual de Proyectos de Ingeniería Química.*, 294 pp., Santiago: Universidad de Chile.

Apéndices

Apéndice A: Características demográficas de Viña del Mar.

Censos nacionales de 1982, 1992 y sus proyecciones para 1999.

Según el estudio “Pre-Diagnóstico de la Comuna de Viña del Mar”, realizado por la Secretaría Comunal de Planificación y Coordinación de la Ilustre Municipalidad de Viña del Mar, el crecimiento histórico de la comuna y la cantidad de habitantes presentes en el sector de Forestal (1982-1992), además de los proyectados para el año 1999 son los descritos en las Tablas A.1 y A.2 respectivamente.

Tabla A.1: Crecimiento Histórico de la comuna de Viña del Mar.

Crecimiento Relativo Intercensal		
Período	Intercensal (%)	Anual (%)
1875-1885	165,7	16,6
1885-1895	129,6	13
1895-1907	123,2	10,3
1907-1920	49,6	3,8
1920-1930	24	2,4

1930-1940	32,4	3,2
1940-1952	31,3	2,6
1952-1960	37,8	4,7
1960-1970	45,6	4,6
1970-1982	43,1	3,6
1982-1992	14,8	1,5

Tabla A.2: Número de habitantes para las Unidades Vecinales del sector Forestal.

U. V. Nombre y Número.	% Población con Tarjeta CAS II (Censo 1992)	Habitantes		
		Año 1982	Año 1992	Proyección Año 1999
Mackenna, 32	9,93	823	725	986
Fátima, 33	15,36	586	306	210
Forestal Bajo, 34	18,82	3130	3061	3573
Edo. Titus, 35	9,53	1367	1039	938
Forestal Sur, 36	37,28	743	947	1153
Tranque Sur, 37	39,10	1106	1023	1102
Monte Verde, 38	43,17	1078	1332	1599
La Unidad, 39	46,97	983	924	902

B. Amigos Sur, 40	33,47	924	974	1120
Tranque Vergara, 41	24,32	1248	1258	1264
Arsenio Olguín, 42	16,08	645	715	813
Manuel Rodríguez, 43	36,50	1719	1422	1431
B. Amigos Norte, 44	54,40	434	489	684
Nieto, 45	53,98	1118	993	1394
El Esfuerzo, 46	52,43	2592	2899	3380
El Gran Esfuerzo, 47	79,07	891	817	1078
Gabriela Mistral, 48	68,60	1099	1067	1173
Central, 49	50,48	958	933	971
Loma Sur, 50	88,81	1480	1305	1609
Las Palmeras, 113	45,33	1866	2515	2625
Siete Hermanas, 119	1,72	2634	2500	2848
Pob. Puerto Aysén, 121	48,15	1957	3886	3676
Pto. Montt, 129	45,60	---	1331	1462
150	72,30	---	---	676
Total	39,69	29381	32461	36667

Este estudio indica también que un 44,03 % de la población clasificada con la tarjeta CAS II presenta algún tipo de problema con el terreno en donde habita. La génesis, descripción y objetivos de las Fichas CAS II son descritos en el apéndice B.

Apéndice B: Descripción de la Ficha de Asistencia Social Comunal (CAS-II)¹⁵.

Antecedentes Generales.

La Ficha CAS tiene su origen en los comités de asistencia social comunal (CAS, de ahí su sigla) que se forman en la década de 1970, los cuales hicieron ver la necesidad de crear un instrumento estandarizado y único para la priorización en la entrega de sus programas hacia los sectores más necesitados, así en 1980 nace la Ficha CAS-I. Posteriormente este instrumento es revisado y modificado, dando origen en 1987 a la Ficha CAS-II.

A la Ficha CAS se le asigna como objetivo la priorización y selección de potenciales beneficiarios de programas sociales, tales como, el Subsidio Único Familiar (SUF), las Pensiones Asistenciales (PASIS), Subsidio al Consumo de Agua Potable (SAP) y los Programas de Vivienda Básica y Progresiva. Para esto la Ficha es aplicada en forma descentralizada a través de las Municipalidades y bajo el control y supervisión del Gobierno Provincial, Regional y Nacional.

La Ficha CAS es un instrumento que permite identificar a la población en extrema pobreza y focalizar los programas asistenciales hacia los sectores más pobres. Esta ficha tiene 50 preguntas distribuidas en nueve secciones: datos generales, protección ambiental,

¹⁵ Información obtenida a través de la página electrónica (13/09/1999) del

hacinamiento, saneamiento y confort, identificación de residentes, ocupación e ingresos, subsidios monetarios, educación y patrimonio.

Organización Administrativa del Sistema CAS.

A objeto de mejorar y optimizar la fase administrativa y operacional de este sistema, el Ministerio de Planificación y Cooperación en forma conjunta con el Ministerio del Interior, crean en 1990 la Comisión Nacional CAS, sancionada mediante D.S. 414 de septiembre de 1991 y publicada en el diario oficial del 02 de noviembre del mismo año.

En el artículo 4º de este Decreto se señala: "Al Ministerio de Planificación y Cooperación le corresponde el diseño de la Ficha, su uso, formas de aplicación y el procesamiento computacional, asimismo, vigilará la aplicación del instrumento dentro del ámbito de sus funciones establecidas en los artículos 1º, 2º y 4º de la Ley 18.989".

También compete al Ministerio "velar por el carácter secreto de la información contenida en la Ficha y será esta entidad quien autorizará su divulgación o difusión".

Es necesario señalar que este Ministerio no tiene acceso directo a las instancias de Gobierno Interior, por lo tanto debe coordinarse con la Subsecretaría de Desarrollo Regional y Administrativo del Ministerio del Interior a objeto de poder tener una expedita comunicación con las Municipalidades usuarias principales de este sistema.

Apéndice C: Antecedentes pluviométricos del sector Forestal de Viña del Mar.

Tabla C.1: Resumen de Precipitaciones periodo 1941 – 1972.

Máxima en 24 horas Máxima en 48 horas Máxima en 72 horas Total anual							
Año	Precipitación	Fecha	Precipitación	Fecha	Precipitación	Fecha	Precipitación
1941	88,7	--	126,5	--	133,3	--	--
1942	44,4	--	57	--	60,5	--	--
1943	39,6	--	55,4	--	68,5	--	--
1944	63,6	--	122,5	--	152,9	--	--
1945	57,7	--	59,6	--	59,6	--	--
1946	44,4	--	53,3	--	59,5	--	--
1947	66	--	68,2	--	68,2	--	--
1948	76,1	--	78,6	--	78,6	--	--
1949	45,6	--	47,6	--	65,9	--	--
1950	75,6	--	91,8	--	91,8	--	--
1951	76,7	--	125,1	--	125,1	--	--
1952	92,6	--	92,6	--	108,7	--	--
1953	74,4	--	147,9	--	148,7	--	--
1954	61,9	--	78,9	--	78,9	--	--
1955	43,2	--	45,4	--	53,6	--	--
1956	40,7	--	56,3	--	56,3	--	--
1957	88,9	--	141,4	--	152,7	--	--
1958	60,8	--	96,1	--	96,1	--	--

1959	22	--	43,0	--	34	--	--
1960	54,1	--	95,7	--	102,9	--	--
1961	57,7	3-6	57,7	3-6	63,6	25-8	--
1962	63,2	23-6	123,0	23-6	123	23-6	--
1963	94	20-8	94	20-8	117,2	9-7	--
1964	40,7	6-7	52,4	16-8	52,7	16-8	--
1965	150	10-8	200	9-8	203	9-8	--
1966	50	15-6	71	20-6	71	20-6	--
1967	38,3	19-7	74,5	18-7	104,7	17-7	--
1968	23	17-8	23,8	16-8	23,8	16-8	--
1969	36,9	3-8	52,9	3-8	54,3	3-8	--
1970	28,9	14-7	57,1	14-7	57,1	14-7	--
1971	69	20-6	89	19-6	91,8	19-6	--

Los valores descritos en la Tabla C.1 son los registrados por la estación meteorológica de la Universidad Técnica Federico Santa María, sin código BNA, latitud 33,02° sur, longitud 71,36° oeste y altura 50 metros sobre el nivel del mar.

Tabla C.2: Resumen de Precipitaciones periodo 1972 – 1995.

Máxima en 24 horas Máxima en 48 horas Máxima en 72 horas Total anual							
Año	Precipitación	Fecha	Precipitación	Fecha	Precipitación	Fecha	Precipitación
1972	61,8	14-6	19,7	14-6	109,7	14-6	710

1973	37,9	15-6	38,8	15-6	38,8	15-6	286
1974	56,7	27-9	68,6	27-6	119,6	27-6	507
1975	40,9	13-7	50	9-7	73,3	8-7	431
1976	42,8	7-8	65,8	6-8	65,8	6-8	121
1977	38	26-6	57,9	21-7	73	1-7	559
1978	65	12-9	91	13-7	123	16-7	514
1979	183	26-7	183,1	26-7	194,2	24-7	--
1980	60,8	9-5	101,3	9-5	101,3	9-5	727
1981	163	11-5	163	11-5	163	11-5	528
1982	74,6	10-6	108,4	15-7	119,8	15-7	867
1983	45	23-8	48,3	23-8	62,9	6-7	462
1984	101,9	--	154	--	172,2	--	856
1985	37,7	13-6	39,7	13 - 6	39,8	12 - 6	299
1986	100,7	27-5	111,3	27-5	121,4	26-5	591
1987	107,6	11-8	115,3	11-8	143,6	9-8	863
1988	37	12 - 8	64	12 - 8	64	12 - 8	273
1989	50	25 - 7	79	25 - 7	79	25 - 7	311
1990	27	18 - 9	29,5	18 - 9	29,5	18 - 9	177
1991	78	26 - 5	108	26 - 5	146	17 - 6	684
1992	159	5 - 5	166,5	4 - 5	168,5	4 - 5	728
1993	52	1 - 7	80,5	1 - 7	84,5	30 - 6	389
1994	50	28 - 6	98	22 - 5	98	22 - 5	343

1995	59	4 – 7	64	---	---	---	---
------	----	-------	----	-----	-----	-----	-----

Los valores descritos en la tabla C.2 son los registrados por la estación meteorológica Rodelillo, código BNA 05500050-6, latitud 33,3° sur, longitud 71,35° oeste y altura 110 metros sobre el nivel del mar.

Apéndice D: Resultados de los análisis y mediciones realizadas a los afluentes, efluente y Tranque Forestal durante el presente proyecto.

Cabe señalar que los análisis de laboratorio fueron realizados por intermedio del Departamento de Medio Ambiente de la I. Municipalidad de Viña del Mar y fueron realizados pro el Departamento de Asistencia Técnica de la Escuela de Ingeniería Bioquímica, Universidad Católica de Valparaíso.

Muestreo, Realizado el 17/11/98, a los Efluentes de las Subcuencas del Tranque Forestal.

Tabla D.1: Medición de Variables Físicas, Químicas y Bacteriológicas.

Parámetros	Subcuenca Oriente	Subcuenca Sur
DQO _{Total} [ppm]	125	25
DBO _{Total} [ppm]	52	2,1

Sólidos Total [ppm]	518,5	428,5
Sólidos Suspendidos [ppm]	48,9	43,95
Sólidos Susp. Vol. [ppm]	20,83	20,8
Sólidos Volátiles [ppm]	136,5	90
Fósforo Total [ppm]	0,6	0,2
Nitrógeno Total [ppm]	19,83	28,3
Coliformes Totales [NMP/100ml]	$2,2 \cdot 10^7$	$1,6 \cdot 10^6$
Coliformes Fecales [NMP/100ml]	$1,6 \cdot 10^6$	----
Sólidos Sedimentables [ml/l*hr]	No Presenta	No Presenta
Detergentes [ppm]	0,237	0,128
Aceites y Grasas [ppm]	0,31	0,1

Tabla D.2: Medición de Variables Físicas en Terreno.

Hora de Toma de Muestra.	Caudal* [m ³ /h]		Temperatura [°C]	
	Subcuenca Oriente.	Subcuenca Sur.	Subcuenca Oriente.	Subcuenca Sur.
07:00	10,3	3,66	12	12,1
09:00	11,58	2,86	12,7	12,3
11:00	10,3	2,95	14,4	14

13:00	9,15	3,53	17,1	16,5
15:00	10,3	3,01	19	19,1
17:00	5,15	2,40	19	17,1
19:00	8,01	3,01	17,4	16,3
21:00	9,72	2,98	15,8	15,5
23:00	---	---	14,1	14,7
Promedios	9,31	3,05	15,7	15,3

*Cabe mencionar que los caudales se calcularon a través de la medición de velocidad y altura de líquido en canales de sección y base rectangular (de 65 x 22 y 100 x 10 [cm²] de base para las mediciones de la subcuenca oriente y subcuenca sur respectivamente), la velocidad se midió mediante el diseño de un flotador que minimizara el posible error producido por el arrastre del viento y de la base de la canaleta, además se tuvo el cuidado que el flotador cruzara el canal por su eje hidráulico adoptando la velocidad máxima del fluido. Por otro lado, el canal fue construido con latón de tal forma de disminuir el roce de sus paredes y utilizar un coeficiente de roce conocido permitiendo calcular así, su velocidad promedio de la forma más exacta posible.

Muestreo, Realizado el 03/01/99, al Afluente y Efluente del Tranque Forestal.

Tabla D.3: Medición de Variables Físicas, Químicas y Bacteriológicas al Afluente y Efluente del Tranque Forestal.

Parámetros	Afluente	Efluente
-------------------	-----------------	-----------------

DQO _{Total} [ppm]	56,26	68,74
DBO _{Total} [ppm]	13	26
Sólidos Totales [ppm]	610	534
Sólidos Suspendidos [ppm]	6	7,8
Sólidos Susp. Vol. [ppm]	4,2	6,2
Nitrógeno Total [ppm]	13,22	5,29
Nitrógeno Amoniacal [ppm]	0,0	0,0
Coliformes Totales [NMP/100ml]	$3 \cdot 10^4$	$1,7 \cdot 10^3$
Coliformes Fecales [NMP/100ml]	$1,7 \cdot 10^4$	$2,6 \cdot 10^2$

Tabla D.4: Medición de Variables Físicas en Terreno.

Hora de Toma de Muestra.	Caudal* [m ³ /h]		pH		Temperatura [°C]	
	Afluente	Efluente	Afluente	Efluente	Afluente	Efluente

07:00	10,3	6,79	7,44	7,43	16,5	21,9
09:00	11,58	6,67	7,31	7,82	16,8	21,7
11:00	10,3	6,55	7,61	8,04	18	21,8
13:00	9,15	6,79	7,64	8,16	18,7	21,5
15:00	10,3	6,79	7,77	8,37	21,7	21,6
17:00	5,15	6,67	7,55	8,2	27,6	22,2
19:00	8,01	6,92	7,59	7,96	21,7	22,9
21:00	9,72	6,79	7,5	7,69	17,9	22,9
23:00	---	6,92	7,51	7,68	16,7	22,6
Promedios	9,31	6,77	7,55	7,93	19,5	22,1

Muestreo Realizado el 12/05/99 a los Efluentes de las Subcuencas y Efluente del Tranque Forestal.

Tabla D.5: Medición de Variables Físicas, Químicas y Bacteriológicas.

Parámetro ^(*)	Efluente Subcuenca Oriente	Efluente Subcuenca Sur	Influente Subcuenca Sur	Afluente del Tranque	Efluente del Tranque
DQO ₁	50	55,55	100	88,88	94,44
DQO ₂	----	---	---	61,1	55,55
DBO ₁	9	9,6	15,2	11,2	15,2
DBO ₂	---	---	---	11,2	15,2

S. T.	592	520	562	---	534
S. V. T.	84	336	110	---	84
S. S. T.	10,5	4,75	11,5	---	1,5
S. S. V.	3,5	5,25	4,05	---	1
Fosfatos	0,2	0,2	0,1	---	0,2
N. T.	25,21	15,12	10,08	---	25,21
C. T.	$2,8 \cdot 10^4$	$2,8 \cdot 10^4$	$1,7 \cdot 10^4$	---	$1,7 \cdot 10^4$
C. F.	$2,2 \cdot 10^4$	$5,0 \cdot 10^2$	$4,0 \cdot 10^2$	---	$8,0 \cdot 10^2$

(*) la abreviatura de los parámetros es la siguiente: Subíndice 1 y 2 representan total y soluble respectivamente, sólidos totales (S.T.), sólidos volátiles totales (S.V.T.), sólidos suspendidos totales (S.S.T.), sólidos suspendidos volátiles (S.S.V.), nitrógeno total (N.T.), coliformes totales (C.T.) y coliformes fecales (C.F.).

Tabla D.6: Medición de Parámetros Físicos.

Toma Muestra	Caudal [m ³ /hr]				pH				Temperatura [°C]	
	1	2	3	e	1	2	3	e	1	2
07:00	10,91	3,89	34,8	13	7,46	7,05	7,31	6,91	12,6	11,9
09:00	14,51	3,60	32,0	13,82	7,49	7,15	7,32	7,12	13,2	12,2
11:00	16,38	4,68	32,2	12,64	7,35	6,93	7,42	7,25	13,7	12,3
13:00	15,34	4,50	32,5	13,32	7,54	7,45	7,7	7,52	13,9	12,7
15:00	13,10	7,20	31,4	11,99	7,8	7,43	7,69	7,42	14,1	13,1
17:00	14,11	5,04	28,8	12,28	7,81	7,4	7,63	7,45	14,1	13,2

19:00	14,08	5,29	34,8	10,84	7,74	7,42	7,69	7,55	14	13,1
21:00	13,32	4,32	30,8	11,27	7,85	7,41	7,78	7,6	14,1	13,3
23:00	13,86	4,36	30,4	10,91	7,84	7,39	7,71	7,52	14	13,2
Promedios	13,21	4,76	32	12,42	7,65	7,29	7,58	7,37	13,74	12,8

Donde 1 equivale a la subcuenca oriente, 2 a la subcuenca sur, 3 al influente (de origen desconocido) del curso de agua de la subcuenca sur y “e” al efluente del Tranque Forestal.

Muestreo de Sedimentos y Mediciones de Oxígeno Disuelto y Temperatura de las aguas del Tranque Forestal (23/6/99).

Los resultados de los análisis de calidad de sedimentos del Tranque Forestal se encuentran tabulados en el apartado 2.4.5.2 del presente documento.

Por la gran cantidad de datos recogidos durante el muestreo (125 datos para cada variable) y por su disposición espacial se entregaran los resultados de las mediciones de oxígeno disuelto y temperatura como los promedios aritméticos a las distintas profundidades en que fueron medidos.

Tabla D.7: Valores Promedios de Temperatura y Oxígeno Disuelto a profundidades constantes.

Profundidad [cm]	Temperatura [°C]	Oxígeno disuelto [mg/l]
30	12,18	5,34

50	12,25	5,06
70	12,12	4,98
90	12,08	4,86
110	11,98	4,81
130	11,89	4,72

Cabe destacar que por limitación de recursos, el rastreo de las variables descritas en la Tabla D.7 no fue realizado en el período de máxima radiación solar, como es recomendado, sino que fue llevado a cabo en el transcurso de la mañana. No obstante, los resultados observados son determinantes para el análisis por el cual fueron concebidos.

Apéndice E: Cálculo de precipitaciones de diseño, caudales máximos de diseño y análisis de crecidas para la cuenca del Tranque Forestal.

E.1 Cálculo de las Precipitaciones de diseño (análisis de frecuencias hidrológicas).

El cálculo de las precipitaciones de diseño contempla en su primera fase el análisis y selección de la mejor correlación existente entre los datos históricos pluviométricos del lugar y las

distintas distribuciones de frecuencias asociadas a ellos, las que (en su mayoría) han tenido una génesis empírica.

En general, un análisis de frecuencias es un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia o probabilidad de ocurrencia de eventos pasados y principalmente futuros. En particular, el análisis de frecuencia de datos hidrológicos requiere que los datos sean homogéneos e independientes. La restricción de homogeneidad asegura que todas las observaciones provengan de la misma población como, por ejemplo, el que la estación hidrológica permanezca en el mismo lugar durante todo el tiempo de medición (o por lo menos dentro de la misma zona). La restricción de independencia asegura que un evento hidrológico, tal como una gran tormenta aislada, no entre al conjunto de datos más de una vez.

Los análisis de frecuencias hidrológicas pueden ser llevados a cabo haciendo o sin hacer suposición alguna de distribuciones de probabilidad. En el caso particular del presente estudio se procederá, por la falta de experiencia en el tema (condición necesaria para un análisis sin el apoyo de distribuciones de frecuencia), a predecir mediante la base de distribuciones probabilísticas conocidas y utilizadas normalmente en hidrología. En este contexto se determina cuál, de una serie de distribuciones, es la de mejor ajuste a los datos observados.

Chow (1951) ha demostrado que muchos análisis de frecuencias pueden ser reducidos a la forma de la Ecuación E-1.

$X_T = \bar{X} + S * K_T$	Ecuación E-1
---------------------------	---------------------

Donde:		
	X_T	= Es la magnitud del evento que tiene un periodo de retorno T .
	\bar{X}	= Es el promedio de las magnitudes de los eventos registrados.
	S	= Es la desviación estándar de las magnitudes de los eventos registrados.
	K_T	= Factor de frecuencia para le periodo de retorno T .

En particular, el parámetro K_T es el que depende de la distribución de frecuencia a utilizar y su cálculo definirá entonces la distribución y el protocolo de cálculo para las precipitaciones predichas por tal distribución. En el presente estudio se han considerado las distribuciones hidrológicas más utilizadas a nivel nacional para la correlación de los datos históricos del Apéndice C (Tablas C.1 y C.2). Éstas y sus protocolos de cálculo son los siguientes:

Distribución Normal.

Para la distribución normal se puede fácilmente demostrar que K_T es la variable reducida z (variable normalizada de los datos). Por tanto, es posible utilizar para el análisis, junto con la Ecuación E-1, cualquier tabla que relacione esta variable con las áreas acumuladas de la curva que representa la distribución normal estándar, determinando así la magnitud de eventos distribuidos normalmente a varias probabilidades de ocurrencia.

Distribución Logarítmico-Normal (log-normal).

Los factores de frecuencia K_T para esta distribución se encuentran tabulados en función del periodo de retorno T y del coeficiente de asimetría de los datos originales (C_s) (Monsalve, G., 1999).

El coeficiente de asimetría define la forma de la distribución, es decir, entrega una idea de la simetría de ella y su modelación matemática se encuentra descrita a través de la Ecuación E-2.

$C_s = \frac{n * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1) * (n-2) * S^3}$		Ecuación E-2
Donde:		
	C_s	= Coeficiente de asimetría.
	x_i	= Variable aleatoria (precipitaciones máximas en 24 horas).
	\bar{X}	= Es el promedio de las variables aleatorias.
	S	= Es la desviación estándar de las variables aleatorias.
	n	= Número de variables aleatorias.

La metodología de cálculo responde al siguiente protocolo:

1. Se calcula el coeficiente de simetría de los n valores de la serie.
2. Se fija el valor tabulado de K_T con el valor conocido de C_s y el periodo de retorno prefijado T .

3. Se calcula la precipitación máxima de 24 horas para el periodo de retorno prefijado como la Ecuación E-1.

Distribución Pearson Tipo III.

El procedimiento es análogo al anterior con la salvedad de que el valor de K_T será fijado mediante la tabla correspondiente a esta distribución y no a la log-normal.

Distribución de Valores Extremos tipo I (Distribución Gumbel).

En esta distribución es posible encontrar directamente el valor del coeficiente de frecuencia (K_T) interceptando el valor del tamaño de la muestra n con el del periodo de retorno prefijado T en la tabla de Gumbel (Monsalve, G., 1999).

Distribución Log-Pearson Tipo III.

Benson (1968) reportó un método de análisis de frecuencia basado en la distribución log-Pearson tipo III, que se obtiene cuando se usan los logaritmos de los datos observados junto con la distribución Pearson III (el protocolo de cálculo es idéntico).

Luego de un análisis estadístico de las correlaciones recién descritas (test de χ^2) es posible afirmar que la distribución de frecuencia de mejor ajuste a los datos de máximas precipitaciones en 24 horas es la Log-Pearson III.

Considerando los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25 y 50 años o lo que significa lo mismo las probabilidades de excedencia de 50, 20, 10, 5, 4 y 2 % respectivamente, se considerarán como válidos para el proyecto los valores de precipitaciones de diseño mostrados en la Tabla E.1. Cabe señalar que se denomina periodo de retorno al inverso multiplicativo del porcentaje de excedencia, así una probabilidad de excedencia del 2% será análoga a $0,02^{-1}$ (50) años como periodo de retorno.

Tabla E.1: Precipitaciones de diseño para las subcuencas del Tranque Forestal.

Periodo de Retorno (años)	Precipitación en 24 horas [mm]
2	57,58
5	86,04
10	107,57
20	130,27
25	138,20
50	162,88

E.2 Cálculo de los caudales máximos a confluir en el extremo inferior de las subcuencas del Tranque Forestal.

Para determinar los caudales afluentes para las dos subcuencas definidas en el Apartado 3.4.1 se utilizó, dada su simpleza y certeza (en el estudio de áreas aportantes con tamaños relativamente pequeños) la relación Precipitación-Escorrentía denominada Fórmula Racional (Chow, V. *et al.* 1994). La expresión correspondiente se encuentra dada por la Ecuación E-3.

La idea detrás del método racional es que si una lluvia con intensidad i empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará aumentando hasta que se llegue al tiempo de concentración t_c , en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo de salida. Cabe señalar que el tiempo de concentración o retardo puede definirse en

términos simples como el tiempo que toma una gota de agua en escurrir desde el lugar más alejado de la cuenca (punto más alto) hasta el punto de control o drenaje de la misma (punto más bajo). El producto de la intensidad de la lluvia i y el área de la cuenca A es el caudal de entrada al sistema, iA , y la relación entre este caudal y el caudal punta Q (que ocurre en el tiempo t_c) se conoce como el coeficiente de escorrentía de la cuenca C ($0 \leq C \leq 1$).

$Q = \frac{C * i * A}{3.6}$		Ecuación E-3
Donde:		
	Q	= Caudal de diseño esperado [m ³ /s].
	C	= Coeficiente de escorrentía promedio de la cuenca en estudio.
	i	= Intensidad de la precipitación de diseño que deriva en la máxima escorrentía [mm/hr].
	A	= Área de la cuenca [km ²].

E.2.1 Cálculo del coeficiente de escorrentía promedio.

Este parámetro es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la Ecuación E-3 implica una relación fija entre la tasa de escorrentía punta y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual en la práctica no se cumple. Su cálculo se realiza mediante la ponderación de las áreas y coeficientes de escorrentía prefijados por una parcelación conveniente de cada sector aportante. Dicha parcelación se lleva a cabo dividiendo estratégicamente el área total de la cuenca en sectores con características físicas homogéneas (nivel de pavimentación, tipo de

cubierta vegetal, pendiente promedio, crecimiento potencial de la infraestructura urbana, etc.) que prefijarán entonces, en cada uno de ellos, un coeficiente de escorrentía determinado. La estimación de este coeficiente se desarrolla basándose en las características físicas individuales de cada sector parcelado y los valores recomendados, descritos en la tabla E-2, para dichas características (Chow, Y., 1994; Linsley, R. *et al.* 1967).

Mediante la definición anterior, la Lámina N° 1 del Apéndice L y los valores descritos en la Tabla E-2 se calculan los coeficientes de escorrentía promedio utilizados finalmente en el cálculo de los caudales instantáneos máximos de diseño para las subcuencas del Tranque Forestal, dichos valores son los presentados en la Tabla E.3.

E.2.2 Cálculo de la intensidad de precipitación de diseño correspondiente a la escorrentía máxima esperada (en adelante intensidad de diseño).

La intensidad de la lluvia i es la tasa promedio de lluvia en milímetros por hora para una cuenca o subcuenca de drenaje particular. La intensidad se selecciona con base en la duración e intensidad de la tormenta de diseño para el periodo de retorno prefijado.

Para el cálculo de las intensidades instantáneas de precipitación para distintos periodos de tormenta, y en particular para el que corresponde a la escorrentía máxima esperada, se utiliza generalmente la Ecuación E-4, denominada Ecuación de Grunsky. Dicha ecuación, como al igual que la gran mayoría de las utilizadas en hidrología, tiene una génesis empírica y ha demostrado reflejar satisfactoriamente la realidad observada en pequeñas cuencas (< 20 [km²]) (Varas, R., 1999).

Tabla E.2: Coeficientes de escorrentías estimados para distintas características geográficas.

Características de la Superficie	Periodo de Retorno (años)				
	2	5	10	25	50
Áreas Desarrolladas					
Asfálticas.	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90
Concreto/Techos.	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92
Zonas verdes (parques, jardines, etc.).					
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50 % del área).					
Plano, 0-2 %	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44
Promedio, 2-7 %	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49
Pendiente, superior al 7 %	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)					
Plano, 0-2 %	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37
Promedio, 2-7 %	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45
Pendiente, superior al 7 %	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)					
Plano, 0-2 %	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32
Promedio, 2-7 %	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42
Pendiente, superior al 7 %	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47
Áreas no Desarrolladas					
Áreas de cultivos					
Plano, 0-2 %	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43

Promedio, 2-7 %	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48
Pendiente, superior al 7 %	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51
Pastizales					
Plano, 0-2 %	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37
Promedio, 2-7 %	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45
Pendiente, superior al 7 %	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49
Bosques					
Plano, 0-2 %	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35
Promedio, 2-7 %	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43
Pendiente, superior al 7 %	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48

Nota: los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas, EEUU.

Tabla E.3: Coeficientes ponderados de escorrentía, para las subcuencas del Tranque Forestal.

Cuenca	Coefficiente de Escorrentía Ponderado
Oriente	0,5
Sur	0,37

$i(t) = \frac{i(24)}{24} * \sqrt{\frac{24}{t}}$		Ecuación E-4
Donde:		
	$i(t)$	= Intensidad de precipitación en el tiempo t [mm/h].
	$i(24)$	= Precipitación máxima en 24 hrs [mm/24h].
	t	= Periodo de duración para la tormenta de diseño [h].

El parámetro t , descrito en la Ecuación E-4, debe ser fijado de tal forma que resuelva la intensidad de precipitación en la cual se presente la máxima escorrentía observada en el punto de control (límite de drenaje de la cuenca o subcuenca). Como dicho momento sólo puede calcularse de forma directa, vale decir, registrando directamente los tiempos en los cuales se han medido los caudales instantáneos desarrollados por la tormenta y como generalmente no se dispone de esta información (situación presentada en la región de análisis) es que los científicos de hidrología han debido investigar y determinar las variables más adecuadas, prácticamente medibles y útiles para prefijar el parámetro en cuestión. Linsley y Chow concuerdan en que el tiempo en que ocurre la máxima escorrentía es generalmente muy similar al valor del tiempo de concentración (o retardo) de la cuenca en estudio incurriéndose, en su igualación, en un error aceptable para el diseño de estructuras hidráulicas.

Los tiempos de concentración para las subcuencas del Tranque Forestal se estimaron mediante los valores calculados por medio de las siguientes expresiones empíricas: California Culverts Practice, Federal Aviation Administration y las Cartas de Velocidad Promedio SCS (Chow, V. *et al.* 1994), cuyas expresiones son las descritas a través de la Ecuación E-5, Ecuación E-6 y Ecuación E-7 respectivamente.

$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$		Ecuación E-5
Donde:		
	T_c	= Tiempo de retardo [hr].
	L	= Longitud del cauce principal [m].
	H	= Desnivel máximo existente entre el punto más alto de la cuenca bajo estudio y el punto de control [m].

$t_c = 3.26 * (1.1 - C) * \left(\frac{L^{0.5}}{S^{0.333}} \right)$		Ecuación E-6
Donde:		
	T_c	= Tiempo de retardo [hr].
	C	= Coeficiente de escorrentía estimado para la cuenca en estudio
	L	= Longitud del cauce principal [m].
	S	= Pendiente promedio del cauce principal, es decir, el desnivel del cauce principal dividido por el largo del mismo.

$t_c = \frac{1}{3600} * \sum \left(\frac{L}{V} \right)_i$		Ecuación E-7
Donde:		
	t_c	= Tiempo de retardo [hr].
	L_i	= Longitud del cauce principal para la subcuenca i [m].
	V_i	= Velocidad media estimada para la escorrentía superficial en cada tramo i de la trayectoria de flujo principal [m/s]. Cabe señalar que los valores de V son extrapolables para la cuenca en estudio y sus valores se encuentran tabulados, en la bibliografía citada, como función de la pendiente del curso de agua y la cubierta vegetal.

De la Tabla 3.1 se obtuvieron los parámetros requeridos para los tiempos de concentración antes descritos y en la Tabla E.4 se presentan los resultados observados. Cabe señalar que los tiempos de concentración correspondientes a las subcuencas del Tranque Forestal fueron calculados como la media aritmética de los valores determinados a través de la Ecuación E-5, Ecuación E-6 y Ecuación E-7, es decir, 63,35 y 90,58 [min] para las subcuencas oriente y sur respectivamente.

Tabla E.3: Tiempos de concentración para las subcuencas del Tranque Forestal.

Subcuenca	Expresión	Tiempo de concentración [min]
Oriente	California Culverts Practice.	35,05
	Federal Aviation Administration.	72,99
	Cartas de Velocidad Promedio SCS.	82,02

	Promedio	63,35
Sur	California Culverts Practice.	44,43
	Federal Aviation Administration.	101,55
	Cartas de Velocidad Promedio SCS.	125,77
	Promedio	90,58

Por último y a través de la Ecuación E-4 y la Tabla E.4 se determinan las intensidades de diseño como las descritas en la Tabla E.5.

Tabla E.5: Intensidades de diseño para las subcuencas del Tranque Forestal.

	Periodo de Retorno (años)					
	2	5	10	20	25	50
Intensidades para la Subcuenca Oriente [mm/h]	11,28	16,99	21,42	25,47	27,78	33,12
Intensidades para la Subcuenca Sur [mm/h]	9,430	14,21	17,91	21,30	23,23	27,70

En síntesis, aplicando la metodología de la Fórmula Racional, con las intensidades de diseño (Tabla E.5), los coeficientes de escorrentía esperados (Tabla E.3) y las áreas aportantes (descritas en la Tabla 3.1) para cada subcuenca se obtienen, para distintos periodos de retorno, los caudales instantáneos máximos descritos en la Tabla E.6.

Tabla E.6: Caudales máximos instantáneos de diseño para las subcuencas del Tranque Forestal.

	Periodo de Retorno (años)					
	2	5	10	20	25	50
Caudal Subcuenca Oriente [m³/s]	1,748	2,611	3,265	3,954	4,194	4,943
Caudal Subcuenca Sur [m³/s]	2,733	4,084	5,106	6,184	6,560	7,732

E.3 Análisis de Crecidas.

Se realiza un análisis de crecida al canal conductor de la subcuenca sur con el fin de modelar como será su comportamiento frente a un caudal derivado de una lluvia de diseño con un periodo de retorno de 10 años, es decir según la Tabla E.6, un caudal de 5,106 [m³/s]. Para tal efecto se procede a calcular cuanto será la altura de líquido, a través de la Fórmula de Manning, para dicha lluvia, el ancho actual del canal (aproximadamente 2 [m]) y un Factor de Rugosidad de Manning igual a 0,02 (para canales de concreto en mal estado) (Giles, R., 1984).

Mediante la Fórmula de Manning (1)

$$v = \frac{R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} = \frac{Q}{A} \quad (1)$$

Donde:

F = Caudal de agua en el canal analizado [m^3/s].

v = Velocidad lineal del líquido en dirección del flujo [m/s].

A = Área de la sección del canal (perpendicular al flujo) inundada por el líquido [m^2].

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

R = Radio Hidráulico, definido como A dividido por el perímetro mojado [m].

S = Pendiente del radier del canal analizado [m/m].

y sabiendo que $A = a * b$ y que el radio hidráulico es:

$$R = \frac{a * b}{2a + b}$$

Donde:

a = Altura del canal cubierta por el líquido [m].

b = Ancho del canal cubierto por el líquido [m].

reemplazando y despejando en (1) se calcula una altura $a = 1$ [m], es decir, para canalizar dicha agua por un canal 2 [m] de ancho se espera una altura de líquido de 1 [m] y la altura real del canal analizado presenta 0,7 [m], o sea, para dicha lluvia el canal desborda con fenómeno de inundación.

Bibliografía

Chow, V., D. Maidment y L. Mays. 1996. Crecientes de Diseño. **En: *Hidrología Aplicada***, pp. 509-510. Bogotá: McGraw –Hill, Inc.

Ibid; p. 511.

Ibid; pp. 512-513.

Giles, R, J. Evett y C. Liu, 1994, ***Mecánica de fluidos e hidráulica***, Tercera edición, pp. 166-167, Madrid: McGraw-Hill.

Linsley, R., M. Kohler y J. Paulhus. 1967. Características del Hidrógrama. **En: *Hidrología para Ingenieros***, p. 163. Madrid: Ediciones del Castillo S.A.

Ibid; Capitulo 9:Hidrógramas de escorrentía. p. 226.

Varas, R. y M. Sánchez. 1999. Agua y Medio Ambiente. **En: Universidad de Chile (Autores). *Memorias XIV Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica***. pp. 78-79. Santiago: Universidad de Chile.

Apéndice F: Monitoreo de calidad de agua en el cauce Simón Bolívar de Viña del Mar.

Tabla F.1: Registros para los parámetros característicos de calidad de aguas (octubre 1998-marzo 1999).

Parámetros	Días de Control					
	7-Oct	4-Nov	16-Dic	20-Ene	24-Feb	17-Mar
Coliformes Fecales	$9,5 \cdot 10^6$	$5,4 \cdot 10^7$	$2,8 \cdot 10^7$	$7,0 \cdot 10^5$	$2,4 \cdot 10^7$	$3,5 \cdot 10^5$
DBO ₅	189	80	378	123	294	15
Amonio	19,75	22	40,6	19,2	50,4	18

Nitrito	2,54	0,84	0,05	0,27	0,05	0,21
Nitrato	0,05	1,93	2,7	1,1	6,75	1,7

Apéndice G: Determinación de la velocidad de sedimentación, velocidad terminal y la fracción que sedimenta del material erosionado depositado en el Tranque Forestal.

Para determinar la velocidad de sedimentación de la arena presente en el Tranque Forestal, se tomaron muestras del borde y fondo del tranque. Con estas muestras puntuales se realizó una muestra compuesta. Debido a la gran diversidad de tamaño de las partículas de arena, se procedió a separarlas por tamaño, utilizando para ello cedazos de 0,0117, 0,0234, 0,055, 0,065 y 0,093 [pulg.] de abertura. Las muestras así separadas fueron pesadas para determinar el porcentaje de dicha muestra respecto al total.

Para medir la velocidad se empleó una probeta graduada de 1000 [cm³] de volumen. Ésta fue llenada con agua hasta el borde, posteriormente se tomó una pequeña cantidad de cada muestra, la cual fue vertida dentro de la probeta, y se midió el tiempo empleado por la interfase, que se forma entre la arena vertida y el agua, para recorrer una distancia fija. Para cada tamaño de muestra se midieron 5 velocidades sacándose un promedio.

Tabla G.1: Velocidades de sedimentación de la arena según tamaño de partícula.

Masa de arena [g]	Abertura [pulg.]	% de muestra respecto al total	Velocidad Promedio [cm/s]
680	0,093<X	12,77	21,58
368	0,065<X<0,093	6,91	16,6
308	0,055<X<0,065	5,78	13,24
1715,44	0,0234<X<0,055	32,2	9,2
1420,1	0,0117<X<0,0234	26,66	4,6
834,5	X<0,0117	15,67	2,095

La velocidad de cada muestra fue ponderada por el porcentaje de dicha muestra respecto al total de arena. Estas ponderaciones fueron sumadas y este resultado se asumió como la velocidad de sedimentación promedio de la arena. El valor obtenido fue de 9,24 [cm/s].

A partir de las mismas muestras se determinó la densidad aparente para cada rango de tamaño de partícula. Para ello se tomaron muestras más pequeñas a las cuales se les determinó el volumen y la masa para calcular la densidad. Los datos obtenidos se presentan en la tabla G.2

Tabla G.2: Densidad de las muestras de arena.

Rango de tamaño [pulg]	Volumen[ml]	Masa [g]	Densidad [g/ml]
0,093<X	17,25	45,54	2,638

0,065<X<0,093	9,36	24,05	2,569
0,0552<X<0,065	3,55	9,1354	2,573
0,0234<X<0,0552	3,065	9,4862	3,095
0,0117<X<0,0234	3	7,217	2,4057
X<0,0117	2,085	6,402	2,898

Para calcular la velocidad terminal se asumió régimen turbulento y partículas de forma esférica. Así el cálculo de la velocidad se realiza usando la ecuación D.1 (Metcalf & Eddy, 1995; Sunstrom, 1979).

$v_t = 1,82 * \sqrt{\frac{(\rho_p - \rho_L) * D_p}{\rho_L}}$		Ecuación G-1
Donde:		
ρ_p	=	Densidad de la partícula.
ρ_L	=	Densidad del líquido.
D_p	=	Diámetro de la partícula.

Después se determina la velocidad terminal para cada rango de tamaño de partícula, ésta se compara con la velocidad de sedimentación, calculada anteriormente, para determinar que fracción de las partículas sedimenta. Así para $V_s > V_t$ y $V_s = V_t$, la fracción de partículas que sedimenta es 1 (el 100%). Ver tabla G.4.

Tabla G.3: Velocidades terminales según rango de tamaño.

Rango de tamaño [pulg]	Densidad [g/ml]	Diámetro [cm]	Veloc. Terminal [cm/s]
0,093<X	2,638	0,236	1,13
0,065<X<0,093	2,569	0,2	0,91
0,0552<X<0,065	2,573	0,153	0,892
0,0234<X<0,0552	3,095	0,099	0,829
0,0117<X<0,0234	2,4057	0,0446	0,456
X<0,0117	2,898	0,0297	0,4321

Tabla G.4: Comparación entre la velocidad terminal y la velocidad de sedimentación.

Rango de tamaño [pulg]	Veloc. Terminal [cm/s]	Velocidad Promedio [cm/s]	Fracción sedimenta
0,093<X	1,13	21,58	1
0,065<X<0,093	0,91	16,6	1
0,0552<X<0,065	0,892	13,24	1
0,0234<X<0,0552	0,829	9,2	1
0,0117<X<0,0234	0,456	4,6	1

X<0,0117	0,4321	2,095	1
----------	--------	-------	---

Apéndice H: Principales dimensiones de un canal Parshall.

En la siguiente tabla se indican las dimensiones principales del canal Parshall, determinadas a partir del valor del ancho de garganta escogido. Entonces el diseño del Parshall consiste en elegir un ancho de garganta adecuado al flujo a medir, y con esto se busca en la tabla las dimensiones predeterminadas.

Tabla H.1: Dimensiones de un canal Parshall a partir del ancho de garganta

	pequeño		intermedio			grande	
Ancho de garganta (w) [m]	0,0508	0,0762	0,305	0,914	1,829	3,048	4,572
A*2/3 [m]	0,276	0,306	0,914	1,118	1,422	1,829	2,337
B [m]	0,406	0,457	1,343	1,645	2,093	4,267	7,62
C [m]	0,135	0,178	0,610	1,219	2,134	3,658	5,588
D [m]	0,214	0,259	0,845	1,573	2,667	4,756	7,62
E [m]	0,254	0,457	0,914	0,914	0,914	1,219	1,829
F [m]	0,114	0,152	0,610	0,610	0,610	0,914	1,219
G [m]	0,254	0,305	0,914	9,140	0,914	1,829	3,048
K [m]	0,022	0,025	0,076	0,076	0,076	0,152	0,229
N [m]	0,043	0,057	0,229	0,229	0,229	0,343	0,457

X [m]	0,016	0,025	0,051	0,051	0,051	0,305	0,305
Y [m]	0,025	0,038	0,076	0,076	0,076	0,229	0,229

Los valores descritos en la tabla son los obtenidos del texto

Apéndice I: Determinación de sólidos arrastrados hasta las cotas inferiores del Tranque Forestal.

I.1. Determinación de la cantidad de escombros y basuras arrastradas hasta el extremo inferior de la subcuenca oriente.

Con el fin de cuantificar la cantidad de sólidos (de gran tamaño) arrastrados hasta las cotas inferiores de la subcuenca oriente, se realizó un catastro en terreno (10 de septiembre de 1999) de la cantidad y el tipo de basuras que fueron arrastradas por la escorrentía derivada de las precipitaciones caídas el día 7 de septiembre de 1999 (entre la 05 y las 24 horas). Dichas precipitaciones ascienden a una cantidad total de agua caída igual a 34 [mm/día]¹⁶ entre el 33° de latitud sur y el 42° de latitud sur. El catastro se realizó en el extremo inferior de la subcuenca oriente, específicamente entre el atraveso de la Av. El Sol y el siguiente atraveso aguas arriba (ver Lámina N° 1 del Apéndice L). En total el área del catastro comprende aproximadamente 300 [m²]. En la Tabla I.1 se detalla la cualificación y cuantificación de los sólidos observados.

¹⁶ Información obtenida a través la página electrónica (15/01/2000) del

Tabla I.1: Tipo, cantidad y volumen estimado de escombros encontrados al final de la subcuenca oriente.

Tipo	Cantidad	Volumen estimado total [m³]
Troncos gruesos	20	2
Neumáticos	5	0,43
Bolsas	8	0,04
Botellas	10	0,02
Estufas	3	0,1
Cocinas	1	0,36
Cajas	8	0,016
Lavadoras	1	1
Total		3,97

Sin embargo, se advierte que el valor total registrado (3,97 [m³]) es inferior a la cantidad real arrastrada hasta ese lugar (una fracción considerable de los sólidos es arrastrado hasta el Tranque, sin quedar retenido en el espacio del catastro). Se estima que la fracción de sólidos no retenidos es de un 25 % del total observado (estimación que considera: el ancho del canal natural, las dimensiones de los sólidos observados en el Tranque y sus inmediaciones, el tipo de sólidos que potencialmente pueden ser arrastrados y la magnitud de la escorrentía), es decir, se estima que la cantidad total de sólidos gruesos arrastrados desde la subcuenca oriente, producto de la precipitación del día 7 septiembre, es de 4,96 [m³].

Sin embargo, como para efectos de cálculo y extrapolación de valores, presenta un mayor interés cuantificar una razón representativa de la cantidad de sólidos arrastrados por unidad de

volumen de escorrentía, más que la cantidad total arrastrada por una precipitación en particular, es que se procede a la estimación de dicha razón.

Asumiendo que la cantidad de escombros cuantificados corresponde a un día de lluvia intensa (34 [mm] en 16 [h]) y que esta lluvia se desarrolló en forma homogénea durante todo el fenómeno, se determinó, en segunda instancia, el caudal de agua producido por la escorrentía de dichas precipitaciones. La determinación de la escorrentía que debió registrarse en el día del catastro se efectúa a través de la metodología descrita en el apartado E.2 del Apéndice E (modelo de escorrentía estimado para dicha cuenca).

El factor de escorrentía es determinado en la Tabla E.3 y se considera igual a 0,5, el área de la cuenca es (según la Tabla 2.1) de 1,1 [km²] y las precipitaciones se consideran, como ya se mencionó, de 34 [mm] en el día del catastro. Este último valor es calculado como la intensidad de diseño para un tiempo de concentración de 1,056 [h] (tiempo de concentración para la subcuenca oriente descrito en la Tabla E.4) según la Ecuación E.4, es decir:

$$i(1.056) = \frac{34}{24} * \sqrt{\frac{24}{1.056}} = 6.75 \left[\frac{\text{mm}}{\text{h}} \right]$$

Luego el valor de escorrentía esperada en el extremo inferior de la subcuenca en estudio es:

$$Q = \frac{0.5 * 6.75 * 1.1}{3.6} = 1.03 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right] = 3708 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right]$$

Por último, el volumen total de agua escurrida en el día del catastro es la multiplicación del caudal promedio registrado por la cantidad de tiempo en que se desarrolló, es decir de:

$$3708[\text{m}^3/\text{h}] * 16 [\text{h}] = 59328 [\text{m}^3].$$

Así, la razón entre el volumen estimado y la cantidad de sólido registrado es de:

$$\frac{4.96}{59328} = 8.36 * 10^{-5} \left[\frac{\text{m}^3 \text{ sólidos gruesos}}{\text{m}^3 \text{ agua}} \right]$$

I.2. Estimación de la cantidad de arena arrastrada por la escorrentía de las subcuencas del Tranque Forestal.

De forma análoga a la determinación de los sólidos gruesos arrastrados por la escorrentía de la subcuenca oriente, se estimó la cantidad de áridos arrastrados por la escorrentía derivadas de ambas subcuencas el mismo día del catastro mencionado en el apartado anterior.

La estimación de la cantidad de áridos arrastrados se realizó a partir de observaciones en terreno dirigidas a la cuantificación de la reducción del volumen de agua del Tranque Forestal. Dicha disminución del volumen es derivada por los sólidos (principalmente áridos) retenidos en el Tranque y que éstos son producto de la erosión causada por la escorrentía derivada de las precipitaciones del 7 de septiembre de 1999. Los sedimentos acumulados en el Tranque presentaron un área de aproximadamente $40 \times 30 [\text{m}^2]$ y con una altura promedio estimada de $0,5 [\text{m}]$. Lo anterior permite estimar un volumen de sedimentos acumulados de $600 [\text{m}^3]$.

Sin embargo, este volumen de arena sedimentada representa sólo una fracción de los áridos totales arrastrados por la escorrentía en cuestión. Por lo anterior, dicha cantidad de áridos sedimentados se corrige por un factor de 1,3; esto pues se asume que el 70% de la arena sedimentada en el Tranque, mientras que el resto pasa hacia la subcuenca norte. Se presume tal proporción debido al alto caudal de agua contemplado como afluente y la deprimida capacidad de amortiguación de crecidas que experimenta actualmente el Tranque Forestal. Ambos fenómenos derivan en velocidades de líquido de importante magnitud al interior del tranque y por ende, una capacidad de sedimentación que dista bastante de ser completa (dicha observación se encuentra basada en el análisis de velocidades de sedimentación para dichos áridos del apéndice G.). Por lo tanto, el volumen de arena corregido es 780 [m³].

El flujo de agua que arrastró dicha cantidad de arena será la suma de los caudales provenientes de la dos subcuencas (oriente y sur). El valor para la subcuenca oriente, como ya se mencionó, es de 3708 [m³/día] y el esperado para la subcuenca sur, calculado en forma análoga al anterior, con una intensidad de diseño (para un tiempo de concentración de 1,51 [h]) igual a:

$$i(1.51) = \frac{34}{24} * \sqrt{\frac{24}{1.51}} = 5.65 \left[\frac{\text{mm}}{\text{h}} \right]$$

con un coeficiente de escorrentía igual a 0,37 y un área aportante de 2,78 [km²] será de:

$$Q = \frac{0.37 * 5.65 * 2.78}{3.6} = 1.61 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right] = 5796 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right]$$

No obstante, se considera que el aporte de áridos erosionados es directamente proporcional al área de suelo expuesta (suelo sin cobertura vegetal), pendientes, pavimentación, etc. Con lo que se estima (mediante el apoyo de la Lámina N° 1 del Apéndice L) que la contribución en áridos de la subcuenca sur es 3 veces la contribución de la subcuenca oriente, esto sumado a que la contribución de ambas subcuencas es de 780 [m³] en el día de registro, se calcula que las contribuciones de áridos (dicho día) es de 585 [m³] para la subcuenca sur y 195 [m³] para la subcuenca oriente.

Por tanto, la fracción de arena que se espera para las escorrentías de las subcuencas es de:

$$\frac{195}{3708 * 16} = 3.29 * 10^{-3} \left[\frac{\text{m}^3 \text{ arena}}{\text{m}^3 \text{ agua}} \right]$$

para la subcuenca oriente y de:

$$\frac{585}{5796 * 16} = 6.31 * 10^{-3} \left[\frac{\text{m}^3 \text{ arena}}{\text{m}^3 \text{ agua}} \right]$$

para la subcuenca sur, donde 16 son las horas en las cuales se desarrolló la precipitación.

I.3. Estimación de la cantidad total anual de arena acumulada en el extremo inferior de la cuenca hidrográfica del Tranque Forestal.

Sin perjuicio del apartado anterior, la cantidad total anual de arena se estima a partir de la cantidad promedio de arena observada en las cuencas hidrográficas de la ciudad de

Valparaíso¹⁷, V Región, Chile central. Dicha cantidad de arena es calculada mediante la resolución de la Ecuación I.1:

$$C = 3,5 * A * P$$

Ecuación I-1

Donde:

C = Cantidad de arena anual acumulada [$m^3/año$].

A = Área de la cuenca en estudio [km^2].

P = Precipitación promedio anual de la zona [mm].

De acuerdo a lo anterior, las cantidades anuales estimadas de áridos arrastrados por la escorrentía de las subcuencas se describen en la Tabla I.2, donde el área de cada subcuenca es la descrita en la Tabla 3.1 y la precipitación promedio anual calculada como el promedio aritmético de los totales anuales descritos en la Tabla C.2 (510 [$mm/año$]).

Tabla I.2: Cantidades anuales de arena acumulada en la zona inferior de las subcuencas oriente y sur.

Subcuenca	Área [km^2]	Precipitación [$mm/año$]	Cantidad de arena [m^3]
Oriente	1,1	510	1963,5

¹⁷ Información obtenida del proyecto “Túnel Colector de Aguas Lluvias para Valparaíso”

de la Empresa Portuaria de Chile (EMPORCHI) y realizado por la empresa Procivil Ltda. 1993.

Sur	2,78	510	4962,3
-----	------	-----	--------

I.3. Determinación de la velocidad en la cual sedimenta toda la arena dentro de uno de los subcanales del desarenador de flujo horizontal y la magnitud de la precipitación asociada al caudal que determina dicha velocidad.

En este apartado se determina el mayor flujo para el cual sedimenta toda la arena contenida en dicho flujo. Para ello se utilizan las ecuaciones de diseño descritas en el Apartado 7.2.1, en particular, la Ecuación 7-14 que permite determinar el ancho del desarenador, es decir:

$$w = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{h_u \cdot v_d}$$

Así, despejando la variable F (flujo a través del canal) y reemplazando los valores de la altura útil ($h_u = 1,45$ [m]) y el ancho del canal desarenador ($w = 1,81$ [m]) (determinados en el apartado ya mencionado) y considerando además, una velocidad de desplazamiento v_d igual a $0,3$ [m/s] (por ser dicha velocidad la recomendada en literatura para que sedimente toda o la mayor parte de la arena contenida el caudal a procesar) (Metcalf & Eddy, 1995), se calcula un flujo de:

$$F = \frac{2}{3} \cdot 1,81 \cdot 0,3 = 0,52 \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

Como este es el valor para sólo un subcanal, si funcionan los dos al mismo tiempo se tendría un flujo total igual 1,04 [m³/s].

A partir del valor de 1,04 [m³/s], se puede determinar los milímetros de lluvia que producirían dicho caudal. Para ello se utilizan las Ecuaciones E.3 y E.4 del Apéndice E. Así y con los valores precedentes se calcula una intensidad de:

$$i = \frac{1,04 \cdot 3,6}{1,1 \cdot 0,5} = 6,8 \cdot [\text{mm/h}]$$

Utilizando la fórmula Ecuación E.4, con un $t_c = 1,056$ [h] (Tabla E.3, Apéndice E), se determina una intensidad en 24 [h] ($i(24)$) de:

$$i(24) = 6,8 \cdot 24 \cdot \sqrt{\frac{1,056}{24}} = 34 \left[\frac{\text{mm}}{24\text{h}} \right]$$

Entonces para lluvias sobre 34 [mm] en 24 horas se estima que el desarenador de flujo horizontal no será capaz de retener la arena y ésta pasará hacia el Tranque.

Apéndice J: Pérdidas de carga y altura manométrica para el equipo de dragado.

El caudal a remover varía con la altura a alcanzar como profundidad máxima. Además a partir de, también varía las pérdidas de carga en la tubería junto con la altura manométrica.

$$J = 10.665 * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1,852} * \left(\frac{1}{D}\right)^{4,869} \quad \text{Ecuación J.1.}$$

Tabla J.1 :Determinación pérdidas de carga para distintos caudales.

Altura de sedimento a remover [m]	Altura de agua [m]	Caudal [m ³ /s]	Largo Cañería [m]	Pérdidas de carga J [m/Km]	j [m]	Δh [m]
0,5	1	0,0248	100+10	9,557	1,051	2,55
1	1	0,0496	100+10	34,50	3,795	5,795
1,5	1	0,0744	100+10	73,106	8,042	10,542
2	1	0,0992	100+ 10	124,549	13,70	16,7
2,5	1	0,124	100+10	188,286	20,71	24,21

Tabla J.2: Variación de la carga con el largo de cañería

Altura de sedimento a remover	Altura de agua [m]	Caudal [m ³ /s]	Largo [m]	Pérdidas de carga	j	ΔH [m]
1,0	1,0	0,0496	100+10	34,5	3,795	5,975
1,0	1,0	0,0496	90+10	34,5	3,45	5,45

1,0	1,0	0,0496	80+10	34,5	3,105	5,105
1,0	1,0	0,0496	70+10	34,5	2,76	4,76
1,0	1,0	0,0496	60+10	34,5	2,415	4,415
1,0	1,0	0,0496	50+10	34,5	2,07	4,07
1,0	1,0	0,0496	40+10	34,5	1,725	3,725
1,0	1,0	0,0496	30+10	34,5	1,38	3,38
1,0	1,0	0,0496	20+10	34,5	1,035	3,035
1,0	1,0	0,0496	10+10	34,5	0,69	2,69

Apéndice K: Determinación de la base B y del espesor b de la “zapata” del desarenador tipo pantalla.

La determinación se realiza por tanteo, primero se da un valor para la base, se determina Q_{ult} y Q_{adm} , a través de las ecuaciones K.1 y K.2. Luego se comprueba dividiendo Q_{ult} por F_s (factor de seguridad), para ver si se llega al mismo determinado con la ecuación. El valor de F_s es igual a 3.

$$Q_{ult} = 96,2 + 14,96 \cdot B + 8,9 \quad \text{Ecuación K.1}$$

$$Q_{adm} = \frac{\gamma_k \cdot (5,5 \cdot 1 \cdot 0,4 + B \cdot 1 \cdot 0,25)}{B \cdot 1} \pm \frac{83,19}{\frac{1 \cdot (B)^2}{6}} \quad \text{Ecuación K.2}$$

Tabla K.1 : Determinación del ancho de la base de la “zapata” de desarenador

Altura	Base B	espesor b	Q ultimo	Q admisible	Qad =Qu/Fs
5,5	2	0,25	135,045	128,156	45,02
5,5	4	0,25	164,965	33,195	54,99
5,5	3,9	0,25	163,469	34,851	54,49
5,5	3,8	0,25	161,973	36,638	53,99
5,5	3,7	0,25	160,477	38,571	53,49
5,5	3,6	0,25	158,981	40,666	52,99
5,5	3,5	0,25	157,485	42,941	52,50
5,5	3,4	0,25	155,989	45,420	52,00
5,5	3,2	0,25	152,997	51,086	51,00
5,5	3	0,25	150,005	57,917	50,00
5,5	2,9	0,25	148,509	61,871	49,50
5,5	2,8	0,25	147,013	66,253	49,00
5,5	2,7	0,25	145,517	71,129	48,51

Apéndice L: Descripción de los planos adjuntos.

El objetivo de este apartado es entregar una breve descripción de los planos adjuntos en el bolsillo ubicado en la contratapa del presente documento. Las láminas elaboradas y presentadas son las siguientes:

1. Levantamiento aerofotogramétrico del sector de Forestal y sus unidades vecinales
2. Situación actual.
3. Desarenador de flujo horizontal y Cámara de rejillas.
4. Desarenador tipo pantalla.
5. Plante y cortes Filtro fito-microbiológico.
6. Detalles.
7. Emplazamiento de proyecto.

y sus contenidos más relevantes son:

Lámina N° 1:

1. Descripción gráfica de los cursos de agua y definición de las cuencas hidrográficas del Tranque Forestal.
2. Descripción de las estaciones de muestreo.

Lámina N° 2:

1. Levantamiento topográfico y taquigráfico de los sectores aledaños al Tranque Forestal.
2. Descripción de las áreas disponibles para la construcción del proyecto.

3. Descripción de las áreas de inundación para la cota 100 y la 101 [msnm].
4. Descripción del espejo de agua del Tranque Forestal y las estructuras para su desagüe.

Lámina N° 3:

1. Dimensiones, cortes y materiales de construcción de la cámara de rejas.
 2. Dimensiones, cortes y materiales de construcción del desarenador de flujo horizontal.
- presentación de un isométrico esquemático del sistema desarenador-cámara de rejas.

Lámina N° 4:

1. Dimensiones, cortes y materiales de construcción del desarenador tipo pantalla.

Lámina N° 5:

1. Dimensiones, cortes y materiales de construcción del filtro fito-microbiológico.
2. Vista en planta del sistema de tratamiento secundario (Sistema para la regulación del caudal de entrada, el filtro fito-microbiológico y el sistema de distribución para la disposición de las aguas tratadas al Tranque Forestal).

Lámina N° 6:

1. Dimensiones, cortes y materiales de construcción del medidor de caudal tipo Parshall.
2. Dimensiones, cortes y materiales de construcción de la cámara de control de nivel.
3. Dimensiones, cortes y materiales de construcción de la cámara de desarenado 1.

4. Detalle sistema de limpieza para la cámara desarenadora 1.

Lámina N° 7:

1. Emplazamiento en planta de todos los componentes del sistema.
2. Vista general del proyecto como un todo.

Apéndice M: Evaluación económica.

Cubicaciones y costos de los equipos e instalaciones

A continuación los costos de cada equipo se resumen en las siguientes tablas.

Tabla.M.2 : Costos instalación de faenas

	cantidad	unidad	UF/ud	UF
Instalación de faenas	1	1	350	350

Tabla.M.3 : Costos Filtro fito-microbiológico 107*28 [m²]

	cantidad	unidad	UF/ud	UF
Trazados y niveles	1	1	5	5
Excavaciones	3300	M ³	0,15	495

Rellenos compactados	1470	M ³	0,24	352,8
Preparación del suelo	5500	M ²	0,08	440
Arcilla compactada	330	M ³	0,41	135,3
Suelo cemento con malla ACMA	330	M ³	5,2	1.716
dren	214	M ³	3,2	684,8
Defensa de borde	300	M	0,2	60
Reja protección	230	M	0,7	161
Arena clasificada	1800	M ³	0,83	1.494
Arena fina	330	M ³	0,22	72,6
PVC ϕ 160 # 6	248	M	0,7	173,6
Instrumentación	1	1	8	8
plantas				
Cámaras	8	1	1,5	12
Subtotal				5.810,1

Tabla.M.4:Costo de canales (500 [m])

	cantidad	unidad	UF/ud	UF
Trazados y niveles	1	1	7	7

Sub base piso	262	M ³	0,1	26,2
Excavaciones	1387	M ³	0,17	235,79
Radier e=0,2 H20	222	M ³	5,12	1136,64
Hormigon H30	14	M ³	4,04	56,56
Acero	1000	Kg	0,04	40
moldajes	30	M ²	0,4	12
Mampostería piedra	435	M ³	0,8	348
Rellenos	300	M ³	0,2	60
normalización	1	1	10	10
Retiro excedentes	1	1	25	25
Subtotal				1.957,19

Tabla.M.5: Costo desarenador/cámara de rejás.

	cantidad	unidad	UF/ud	UF
Trazados y niveles	1	1	10	10
Excavaciones	218	M ³	0,12	26,16
Emplantillado	9,4	M ³	3,15	29,61
Hormigón muro H 30	44,12	M ³	4,04	178,24

Acero	3.500	Kg	0,04	142
Moldajes muros	272,5	M ²	0,4	109
Hormigón losa H 30	1	M ³	4,1	4,1
Acero	50	Kg	0,04	2
Moldajes losas	3,3	M ²	0,41	1,35
2° hormigón compuertas	1	1	22	22
Reja acero	500	kg	0,12	60
compuertas	1	1	18	18
Subtotal				602,46

Tabla.M.6 Costo petril desarenador tipo dique.

	CANTIDAD	UNIDAD	UF/UD	UF
Trazados y niveles	1	1	200	200
Excavaciones	1200	M ³	0,12	144
Sub base	120	M ³	0,24	28,8
emplantillado	30	M ³	3,15	94,5
Hormigón H 30	183	M ³	5,15	942,45
Moldajes	612	M ²	0,75	459

acero	23000	Kg	0,04	920
accesorios	1	1	100	100
imprevistos	1	1	200	200
Subtotal				3.088,75

Tabla.M.7: Costos Otros

	cantidad	unidad	UF/Ud	UF
Medidor de caudal ac.inox.	1	1	38	38
canaletas	17	m	0,42	7,14
cámaras	2	1	1,5	3
PVC ϕ 160	20	m	0,75	15
Camino interior	150	m	5,2	780
subtotal				843,14

	cantidad	unidad	UF/Ud	UF
Aseo y entrega	1	1	150	150
Gastos generales				1253,8

Utilidades				626,9
------------	--	--	--	-------

Tabla M.8: Costos sistema de remoción de sedimentos tranque forestal

	cantida d	unidad	US\$/Ud	
Bomba remoción de sedimentos	1	1		US\$ 23.703
Sistema de soporte bomba remoción de sedimentos				
	cantida d	unidad	\$/Ud	Precio
Planchas de fierro	4	1	31.125	\$ 124.500
Tecla cap. 3 [Ton]	1	1	151.886,5	\$ 151.886,5
Tambores	6	1	13.000	\$ 78.000
Fierro 4''*4'',4mm esp.	6	m	711	\$ 4.266
Tubo flexible de descarga.	110	m	2500	\$ 275.000
Total sistema soporte				\$ 633.652,5
Total sistema soporte en dólares				US\$ 1.200,94
Total sistema de remoción de sedimentos				US\$ 24.903,94

Cotizaciones.

Tabla M.9: Cotizaciones de equipos, materiales y obras

Cotización	Empresa
Obras civiles. (canales,cámaras,desarenador, des. dique, f.f.microbio.)	Donoso, Luis. Empresa constructora ARDAC Ltda. 13 Norte 616 fono: 88169
Obras civiles. (canales,cámaras,desarenador, des. dique, f.f.microbio.)	Mauricio Abella Ing. C.Civil. Rojas-Abella Ing.Civiles Ltda. Fono:2049301
Teclé 3 ton	PERNOVAL S.A.; Avda. Pedro Montt 2177 Valparaíso fono:212200.
Planchas de fierro	JANSEN, Barraca de fierro, Yungay 2167 Valparaíso fono: 213842.
Tambores de aceite	Morales, Ernesto, Depto. Producción Planta Lubricante SHELL Las Salinas.
Sistema de dragado MC-180 De Ellicott Machine Corp, pararemoción de sedimentos	LANZ & cía,ltda. M Barros Borgoño 233 Fono:2-2352707 Providencia Stgo.
Bomba Toyo DP-20B. Rremoción sedimentos	Mujica, Patricio, JACOL, Santa Rosa 377 Santiago fax: 56-2-6338390.
Daños en casas e infraestructura vial por desborde.	Kraljevic, Ernesto, Arquitecto. Tasador Banco BCI y Sudamericano. Fono:094487100

--	--

Determinación consumos de energía eléctrica.

El número de horas de trabajo de la bomba para retirar sedimentos y arena del tranque es de 56 horas esto para la operación inicial de remoción de sedimentos del tranque para su recuperación, estimado a partir del tiempo de operación determinado en el apartado 5.3. Como la bomba elegida entrega una potencia de 20 HP, el consumo será:

$$20[HP] = 14914[W] \Rightarrow 14,914[KW] \cdot 56[h] = 835,184[KW \cdot h]$$

Se considera necesario solo iluminar el filtro-fitomicrobiológico y la instalación del desarenador de flujo horizontal/cámara de rejillas, pues solo estos requieren una supervisión más continua y a diferentes horas del día. Para determinar la iluminación necesaria se considera la siguiente razón de 5 [W/m²].

Para la cámara de rejillas y desarenador de flujo horizontal se tiene un área de 86,67 [m²], y se estima un período de iluminación de 12 [horas/día], luego el consumo viene dado por:

$$86,67[m^2] \cdot \frac{5}{1000} \left[\frac{W}{m^2} \right] \cdot 12 \left[\frac{h}{día} \right] \cdot 365 \left[\frac{día}{año} \right] = 1898,1[KW \cdot h / año]$$

Para el filtro-fitomicrobiológico se tiene un área de 2996 [m²] y también un período de 12 [horas/día] de iluminación, luego el consumo será:

$$2996[m^2] \cdot \frac{5}{1000} \left[\frac{W}{m^2} \right] \cdot 12 \left[\frac{h}{día} \right] \cdot 365 \left[\frac{día}{año} \right] = 65612,4 [KW \cdot h / año]$$

Los costos de la remoción inicial de los sedimentos del tranque están determinados principalmente por la energía eléctrica ocupada por la bomba y por la mano de obra. El consumo de energía de la bomba se determinó que son 835,2 [KWh], entonces a través de la relación 0,04 [US\$/KWh] utilizada en el apartado 8.1.2, se determina el costo igual a US\$ 33,41.

Esta operación será realizada por dos operarios a los cuales se les pagará una suma de \$ 47500 pesos/operario esta remuneración es corregida como se indica en la Tabla 11.10

Tabla M.10 Remuneración corregida para los operarios

Trabajador	Tipo de mano de obra	factor	remuneración
Operario 1	Semicalificada	0,85	\$ 40.375
Operario 2	Sin calificación	0,65	\$ 30.875
Total remuneración			\$ 71.250
Total remuneración en dólares			US\$ 135

Luego el costo total de la operación de remoción de sedimentos es US\$ 168,45

Cálculo del VAC

Tabla M.11: Hoja de cálculo para la determinación del VAC.

Determinación del VAC (valor actual de costos)						
r=12	Inversión	610883,81				
%						
n=10	costos	10850,24				
	depreciación	2370,3				
n	Inv	costos	deprecia	Ct	Fact=1/(r+1) ⁿ	Ct/fact
0	610883,81					610883,81
1		10850,24	2370,3	13220,54	1,12	11804,0536
2		10850,24	2370,3	13220,54	1,2544	10539,3335
3		10850,24	2370,3	13220,54	1,404928	9410,11924
4		10850,24	2370,3	13220,54	1,57351936	8401,89218
5		10850,24	2370,3	13220,54	1,762341683	7501,68944
6		10850,24	2370,3	13220,54	1,97382268	6697,937

Viña del mar	7,5	10,4	6,6	7,5	6,8	3,8	22	31	20	23	21	12
Con Con	4,8	9,4	4,6	4,6	31,6	13,4	1	2	1	1	7	3
Quintero	75,9	63,8	5,2	46,2	15,1	9,9	14	12	1	9	3	2
Puchuncavi	71,8	35	17,1	41,8	24,5	0	8	4	2	5	3	0
Quilpue	8,3	3,6	2,7	0,9	6,8	2,5	9	4	3	1	8	3
V. Alemana	6,7	10,4	7,6	1,2	7,3	7,1	5	8	6	1	6	6
Limache	0	0	16,1	0	5,2	5,2	0	0	6	0	2	2
Olmue	38,7	23	0	0	0	7,4	5	3	0	0	0	1
Quillota	4,4	2,9	4,2	2,8	1,4	1,4	3	2	3	2	1	1
La Cruz	9	0	0	0	8,7	0	1	0	0	0	1	0
Calera	8,5	0	0	4,1	2	0	4	0	0	2	1	0
Hijuelas	13,9	13,6	20,1	0	0	0	2	2	3	0	0	0
Nogales	0	5,1	0	5	4,9	4,8	0	1	0	1	1	1
La Ligua	138, 6	10,3	6,7	3,3	3,2	3,2	11	3	2	1	1	1
Papudo	50,2	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0
Zapallar	121, 3	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Cabildo	109, 7	37,6	0	10,3	0	5	20	7	0	2	0	1

Calera	0	2,1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Hijuelas	6,9	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Nogales	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
La Ligua	3,5	6,9	0	0	0	0	1	2	0	0	0	0
Papudo	25,1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Zapallar	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cabildo	0	5,4	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Petorca	21,3	74	0	0	0	0	2	7	0	0	0	0
Otras áreas							0	1	1	1	0	0
Total	1,7	3,9	1,5	1,4	0,5	0,1	14	32	12	12	4	1

Tabla M.14: Tasa x100 mil hab y número de casos de hepatitis A notificados por comuna

Comunas	Tasa por 100 mil Habitantes						Casos según años					
	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1993	1994	1995	1996	1997	1998
Viña del Mar	35,1	96,7	49,4	41,9	31,7	17,2	103	288	149	128	98	54
Con Con	71,3	262,9	64,9	18,3	67,8	98,2	15	56	14	4	15	22
Quintero	10,8	26,6	125,2	10,3	106,0	0	2	5	24	2	21	0

Puchuncavi	0	122, 5	196, 7	108, 6	302, 2	56,0	0	14	23	13	37	7
Quilpue	24	50,7	51,5	43,6	26,5	3,4	26	56	58	050	31	4
V. Alemana	58,7	166, 8	122, 3	57,2	48,6	10,7	44	128	96	46	40	9
Limache	16,6	84,5	142, 5	8	10,5	18,1	6	31	53	3	4	7
Olmue	54,2	222, 4	265, 7	82,8	14,9	29,6	7	29	35	11	2	4
Quillota	101, 7	57,4	171, 4	50,4	41,6	8,2	70	40	121	36	30	6
La Cruz	45,1	17,8	97,1	43,7	43,3	8,6	5	2	11	5	5	1
Calera	17	29,5	193, 9	33	34,8	2	8	14	93	16	17	1
Hijuelas	20,8	27,2	522, 7	13,2	6,5	0	3	4	78	2	1	0
Nogales	5,2	5,1	191, 6	218, 8	78,5	0	1	1	38	44	16	0
La Ligua	144, 0	75,6	137, 9	197, 7	58,1	3,2	41	22	41	60	18	1
Papudo	100, 4	49,6	49,0	48,4	47,8	0	4	2	2	2	2	0

Zapallar	85,4	210,1	268,9	122,2	0	0	4	10	13	6	0	0
Cabildo	537,5	134,2	189,5	15,5	0	0	98	25	36	3	0	0
Petorca	95,8	729,8	315,4	157,1	41,7	0	9	69	30	15	64	0
Otras áreas							4	9	5	2	6	4
Total	56,1	98,8	111,2	53,4	40,7	13,9	450	805	920	448	347	120