



**Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería en Medioambiente
Ingeniería Ambiental**

**Manejo integral de aguas grises generadas en el centro «Turismo rural Los
Álamos», Colliguay.**

TRABAJO DE TITULACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO AMBIENTAL

AUTORES: Camila Berger Méndez

Nicolás Vásquez Madariaga

PROFESOR GUÍA: Ociel Cofré Carvajal

VALPARAÍSO, 2019

RESUMEN

El agua, como recurso base para el desarrollo humano, es un bien cada día más apreciado en todo el mundo, debido a la decreciente abundancia que este ha presentado en los últimos años. Por lo que, en diversos países, incluido Chile, se ha declarado prioridad el aprovechamiento y correcto uso del agua, fomentándose herramientas que permitan, de una u otra forma, proteger el recurso hídrico.

El presente trabajo permite establecer la factibilidad técnico-económica de la implementación de un sistema de tratamiento de aguas grises en “Centro Turismo rural Los Álamos” de Colliguay, ubicado en la provincia del Marga-Marga, para el cual se hace una selección de alternativas de tratamiento a partir de revisión bibliográfica, estableciendo criterios que se ajusten a las características y condiciones del lugar.

Se determinó que el tratamiento principal que se ajusta a los requerimientos de la zona es un humedal de flujo subsuperficial precedido por un filtro de zeolita y a partir de esto se realiza un análisis económico. Esto a través de un flujo de caja proyectado a 20 años con indicadores económicos tales como el PRI y el VAN que establecieron un sistema de tratamiento de aguas grises de poca factibilidad económica, pero se enfatiza en que este presenta múltiples beneficios más allá de sus costos monetarios, tales como beneficios estéticos, medioambientales, entre otros.

Índice de Contenido

1.	Introducción	1
1.1	Recurso hídrico en Chile	1
1.2	Aguas residuales	5
1.2.1	Tratamiento de aguas residuales	7
1.2.2	Reutilización de aguas grises	8
1.3	Colliguay	9
2.	Problema	10
3.	Objetivos.....	11
3.1	Objetivo General	11
3.2	Objetivos Específicos.....	11
4.	Capacidad y ubicación del sistema	12
4.1	Capacidad del Sistema	12
4.2	Ubicación del Sistema	13
4.3	Marco Legal Aplicable	14
5.	Selección y síntesis de operaciones unitarias.....	24
5.1	Operaciones Unitarias del Sistema de Reutilización de Aguas Grises	24
5.2	Análisis de alternativas	25
5.3	Selección de alternativas	35
5.3.1	Matrices de evaluación.....	40
6.	Balance de Masa y Energía	46
6.1	Balance de Masa	46
6.1.1	Balance de Masa Aguas Grises	46
6.1.2	Balance de Masa Precipitaciones y Evapotranspiración	58
6.1.3	Balance de Masa Global	62

6.2 Balance de Energía.....	63
6.2.1 Primera bomba elevadora hacia estanque de almacenamiento de aguas grises	63
6.2.2 Segunda bomba elevadora hacia estanque de almacenamiento de aguas grises	68
6.2.3 Tercera bomba elevadora de agua depurada	70
7. Diseño, Estimación y Selección de Equipos.....	77
7.1 Diseño filtro de zeolita	78
7.2 Diseño humedal subsuperficial horizontal	81
7.2.1 Dimensionamiento humedal	81
7.2.2 Vegetación del humedal.....	87
7.2.3 Cálculo de grava necesaria	88
7.2.4 Cálculo recubrimiento impermeable.....	90
7.3 Línea hidráulica por gravedad.....	91
7.4 Selección de equipo	94
8. Organización de la planta	95
9. Análisis de costos.....	96
10. Discusión	104
11. Conclusiones.....	106
12. Bibliografía	107
13. Anexos	114

Índice de Figuras

Figura 1.1 Distribución del agua en el planeta (Adaptado Chow <i>et al.</i> , 1994).....	1
Figura 1.2 Clasificación de aguas residuales.	5
Figura 1.3 Localización del valle de Colliguay (Flora y fauna de Colliguay. Proyecto FPA, 2007).	9
Figura 4.1 Imagen aérea de los espacios disponibles en el centro Los Álamos (Google Earth).....	13
Figura 5.1 Esquema de las operaciones unitarias a emplearse	24
Figura 5.2 Tanque de filtro percolador (ECODENA)	26
Figura 5.3 Esquema del proceso biodisco rotativo (Cardiel <i>et al.</i> , 2001).....	26
Figura 5.4 Diagrama del proceso convencional de lodos (Alcarria, 2005).....	27
Figura 5.5 Modelo tipo de un SBR comercial (ECODENA).....	28
Figura 5.6 MBR y membrana sumergida (GEDAR)	29
Figura 5.7 Esquema humedal de flujo superficial (Llagas & Gómez, 2006).	30
Figura 5.8 Esquema humedal de flujo subsuperficial (Llagas & Gómez, 2006).	31
Figura 5.9 Esquema método de infiltración lenta (IGME).....	33
Figura 5.10 Esquema método de infiltración rápida (IGME).....	34
Figura 5.11 Esquema método de flujo superficial (IGME)	34
Figura 5.12 Algoritmo de selección de tratamiento. (Adaptado de Merino y Pérez, 2010)	39
Figura 6.1 Gráfico de fluctuación de visitantes en el centro turismo rural Los Álamos.	47
Figura 6.2 Gráfico de fluctuaciones del consumo de agua potable en el centro “Los Álamos”	49
Figura 6.3 Gráfico de torta de composición promedio de las aguas grises (Franco, 2007)	51
Figura 6.4 Gráfico de fluctuaciones de caudal medio de aguas residuales y grises generadas por habitantes.	52
Figura 6.5 Gráfico de fluctuaciones de clientes del restaurante “Los Álamos”	53
Figura 6.6 Gráfico de fluctuaciones de personas de los restaurantes A y B.	55
Figura 6.7 Gráfico de fluctuaciones de aguas grises generadas en los restaurantes A y B.....	56
Figura 6.8 Gráfico de fluctuaciones de aguas grises generadas por habitantes, restaurantes y global.	57
Figura 6.9 Diagrama de primera estación de bombeo hacia estanque de almacenamiento	65
Figura 6.10 Diagrama de segunda estación de bombeo hacia estanque de almacenamiento.	68
Figura 6.11 Diagrama de la tercera estación de bombeo hacia baños zona de camping.....	71
Figura 7.1 Sistema de tratamientos de aguas grises.....	78

Figura 7.2 Distribución de materiales en el filtro.....	81
Figura 7.3 Esquematización dimensionamiento humedal subsuperficial. (Adaptado de Morales <i>et al</i> , 2013).	87
Figura 7.4 Diagrama de primera captación hacia estanque de bombeo.	93
Figura 8.1 Distribución de la planta de tratamiento de aguas grises en centro “Los Álamos”	95

Índice de Tablas

Tabla 1.1 Escorrentía media total en las regiones de Chile (Adaptado DGA, 1987; e INE 1992, 2003 y 2010)	2
Tabla 1.2 Decretos zonas de escasez hídrica para la Región de Valparaíso, periodo 2014-2018 (Adaptada del Ministerio de Obras Públicas, 2018)	3
Tabla 1.3 Concentraciones normales de los parámetros de calidad de las aguas grises (Niño & Martínez, 2013)	6
Tabla 4.1 Dimensiones y pendientes de los espacios disponibles en el centro.....	14
Tabla 4.2 Detalle de aplicabilidad para la Ley de bases generales del medio ambiente.	14
Tabla 4.3 Detalle de aplicabilidad para el reglamento del SEIA.....	15
Tabla 4.4 Detalle de aplicabilidad para el decreto fuerza ley de materias que requieren autorización sanitaria expresa.	16
Tabla 4.5 Detalle de aplicabilidad para la norma de requisitos de calidad de agua.	17
Tabla 4.6 Detalle de aplicabilidad para la ley de recolección, reutilización y disposición de aguas grises.	18
Tabla 4.7 Detalle de aplicabilidad para el reglamento de condiciones sanitarias para la reutilización de aguas grises.	20
Tabla 5.1 Factores y variables considerados en el proceso de selección de tecnologías (Adaptado de Bernal <i>et al</i> , Merino).	35
Tabla 5.2 Límites máximos permisibles de aguas grises tratadas según uso.....	43
Tabla 5.3 Características de las aguas grises según su origen. (Adaptado de Duttle, 1990)	44
Tabla 5.4 Matriz de decisión	45
Tabla 6.1 Precipitación mensual en Colliguay desde el 2007 a 2017 (Explorador Climático).....	58
Tabla 6.2 Radiación Solar Extraterrestre por latitud (Adaptado de Sánchez, 2010).....	60
Tabla 6.3 Temperaturas máximas y mínimas de Colliguay (The Weather Company, 2018)	61
Tabla 6.4 Evapotranspiración media mensual en Colliguay.....	62
Tabla 6.5 Balance de energía anual.....	76
Tabla 7.1 Porosidad y tamaño efectivo de los sustratos para humedales subsuperficiales (Crites & Tchobanoglous, 2000).....	85
Tabla 7.2 Especies vegetales acuáticas del estero Puangue de Colliguay. (Zunino <i>et al</i> , 2007)	88

Tabla 7.3 Principales equipos de apoyo para el sistema.....	94
Tabla 9.1 Costos de inversión del sistema de reutilización de aguas grises.	99
Tabla 9.2 Suma de costos de inversión según tipo de bien o servicio.	100
Tabla 9.3 Renovación de equipos.	101
Tabla 9.4 Valor residual de equipos.	102
Tabla 9.5 1° parte flujo de caja para el proyecto de reutilización de aguas grises para el centro “Los Álamos”.....	103
Tabla 9.6 2° parte flujo de caja para el proyecto de reutilización de aguas grises para el centro “Los Álamos”.....	103

1. Introducción

Hace varios años que la escasez hídrica a nivel mundial se presenta como un problema para la sociedad. Aunque el agua se encuentra en grandes proporciones en el mundo, aproximadamente un poco más del 2% es agua dulce y el resto corresponde a agua salada. Del pequeño porcentaje de agua dulce encontrada en el planeta casi dos tercios se encuentran inmobilizadas, un ejemplo de esto corresponde a los glaciares y nieves perpetuas. La cantidad de agua dulce disponible es de ríos, lagos y acuíferos, más la cantidad almacenada en embalses, como se puede apreciar en la Figura 1.1. El ser humano extrae de estos lugares grandes porcentajes de agua, desempeñando un papel importante en el ciclo del agua (UNESCO, 2003).

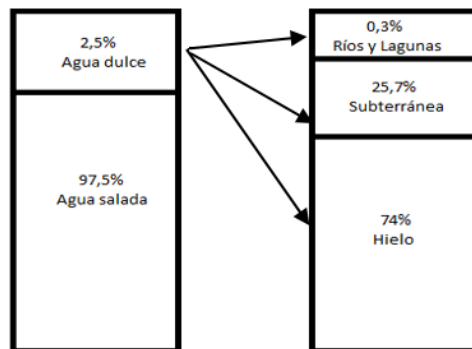


Figura 1.1 Distribución del agua en el planeta (Adaptado Chow *et al.*, 1994)

La demanda mundial del agua ha aumentado a un ritmo del 1% aproximadamente en función del aumento de población, desarrollo económico y los cambios en los patrones de consumo, entre otros, y se estima que esto seguirá avanzando en los próximos años, siendo este el caso de Chile dada su condición de país en desarrollo con economía emergente (UNESCO, 2018).

1.1 Recurso hídrico en Chile

Chile se describe como una estrecha franja de tierra de 4.200 km con un ancho medio de 180 km, ubicada entre la cordillera de los Andes y el océano Pacífico. Su geografía única provee al país de diversos climas. A partir de estas condiciones es que su economía se basa en la exportación de productos que se generan a lo largo del país, tales como el cobre, la fruta fresca, la madera y su pulpa,

el salmón y el vino, utilizando una gran cantidad de agua para los procesos de producción (Banco Central de Chile, 2010).

Al realizar un análisis macro de la realidad hídrica del país, se puede apreciar la abundancia en este recurso, dado que la escorrentía media total, es decir, el volumen de agua que escurre por los cauces superficiales y subterráneos equivale aproximadamente a la media de 53.000 m³ persona⁻¹ año⁻¹ mucho más alta que la media mundial de 6.600 m³ persona⁻¹ año⁻¹ y extremadamente superior al valor de 2.000 m³ persona⁻¹ año⁻¹ que se considera internacionalmente para un desarrollo sostenible (Banco Mundial, 2011). Sin embargo, al realizar un análisis por región se puede apreciar una realidad muy distinta. Observando en la Tabla 1.1 que desde la I región hasta la región Metropolitana existe una menor disponibilidad de agua por persona.

Tabla 1.1 Escorrentía media total en las regiones de Chile (Adaptado DGA, 1987; e INE 1992, 2003 y 2010)

Región	Escorrentía media total (m ³ persona ⁻¹ año ⁻¹)
I y XV	854
II	52
III	208
IV	1.020
V	801
RM	525
VI	6.829
VII	23.978
VIII	21.556
IX	49.273
X y XIV	136.207
XI	2.993.535
XII	1.959.036
Media	53.953

La V región de Valparaíso es una de las zonas mostradas en la Tabla 1.1 con una realidad muy distinta al análisis macro de Chile. Es en ella donde se ubica el 10,1% de la población total del país, muy concentrada en áreas urbanas y su población rural presenta el 6,6% del total nacional. Dada la gran cantidad de habitantes presentes, es que en este territorio se genera el 8,1% del PIB nacional, principalmente proveniente de la industria silvoagropecuaria y la exportación agrícola (Consejo para el Desarrollo y Sostenibilidad Hídrica de la Región de Valparaíso, 2018).

Dada las características de población y economía descritas anteriormente es que la región presenta diversas áreas con escasez hídrica, en la Tabla 1.2 se muestran los 22 decretos que desde el 2014 se han promulgado dada la deficiencia en el recurso agua y la mayoría de estos no presentan mejoras con el pasar de los años. La suma de estos lugares continua, siendo una situación alarmante para una de las regiones con mayor cantidad de habitantes del país, donde solo preceden de ella la región del Bio-Bio y Metropolitana (INE, 2017).

Tabla 1.2 Decretos zonas de escasez hídrica para la Región de Valparaíso, periodo 2014-2018 (Adaptada del Ministerio de Obras Públicas, 2018)

Año	Región	Decreto	Fecha de Caducidad	Comuna/ Cuenca/ Provincia
2014	Valparaíso	N° 235 de 10 de abril de 2014	12 de octubre de 2014	Cuenca de los ríos Ligua y Petorca
	Valparaíso	N°252 de 15 de abril de 2014	15 de julio de 2014	Provincia de San Felipe de Aconcagua
	Valparaíso	N° 258 de 25 de abril de 2014	15 de julio de 2014	Provincias de Los Andes, Quillota y Marga-Marga
	Valparaíso	N° 406 de 04 de septiembre de 2014	04 de marzo de 2015	Comunas de San Felipe, Panquehue, Llaillay y Limache
	Valparaíso	N° 422 de 13 de octubre de 2014	13 de abril de 2015	Provincia de Petorca y comuna de Putaendo
	Valparaíso	N° 459 de 28 de noviembre de 2014	28 de mayo de 2015	Provincias de Los Andes y Quillota y a las comunas de Santa María, Catemu y Olmué
2015	Valparaíso	N° 101 de 05 de marzo de 2015	5 de septiembre de 2015	Comunas de San Felipe, Panquehue, Llaillay, Limache y Concón
	Valparaíso	N° 129 de 14 de abril de 2015	14 de octubre de 2015	Comunas de La Ligua, Petorca, Papudo, Cabildo y Zapallar
	Valparaíso	N° 150 de 26 de mayo de 2015	26 de noviembre de 2015	Comuna de Putaendo

	Valparaíso	N° 189 de 01 de julio de 2015	01 de octubre de 2015	Comunas de Quillota, La Cruz, La Calera, Nogales, Hijuelas, Los Andes, San Esteban, Calle Larga, Rinconada
2016	Valparaíso	N° 154 de 24 de marzo de 2016	24 de septiembre de 2016	Provincia de Petorca
	Valparaíso	N° 157 de 29 de marzo de 2016	29 de septiembre de 2016	Comuna de Llay Llay
2017	Valparaíso	N° 4 de 24 de enero de 2017	24 de julio de 2017	Comunas de La Ligua, Cabildo y Petorca
	Valparaíso	N° 15 de 31 de enero de 2017	31 de julio 2017	Comuna de Santa María
	Valparaíso	N° 22 de 22 de febrero de 2017	22 de agosto de 2017	Comuna de Casablanca
	Valparaíso	N° 37 de 3 de abril de 2017	3 de octubre de 2017	Provincias de Quillota, Marga - Marga y comuna de Llay Llay
2018	Valparaíso	N° 4 de 5 de enero de 2018	5 de julio de 2018	Provincias de Quillota, Marga-Marga y Petorca y las comunas de Llay Llay, Concón, San Antonio
	Valparaíso	N° 10 de 30 de enero de 2018	30 de julio de 2018	Comuna de Puchuncaví
	Valparaíso	N° 11 de 30 de enero de 2018	30 de julio de 2018	Comuna de Putaendo
	Valparaíso	N° 13 de 1 de febrero de 2018	1 de agosto de 2018	Comuna de San Felipe, Santa María, Catemu y Panquehue, provincia San Felipe y a la comuna Los Andes provincia Los Andes
	Valparaíso	N°114 de 6 de julio de 2018	6 de enero de 2019	Comunas de Petorca, Cabildo; La Ligua, Zapallar

				y Papudo, Provincia de Petorca, provincia de Petorca
	Valparaíso	Nº126 de 29 de agosto de 2018	28 de febrero de 2019	Provincias de Los Andes, San Felipe, Quillota y Marga-Marga

1.2 Aguas residuales

El desarrollo humano siempre ha estado ligado a la generación de residuos tanto sólidos como líquidos. Estos últimos, denominados aguas residuales, son efluentes provenientes de una comunidad, luego de haber sido empleada en distintas formas de uso (Metcalf & Eddy, 1996).

Dentro de las aguas residuales de origen doméstico existen tanto las aguas negras, provenientes de inodoros y urinarios, como las aguas grises, generadas en bañeras, duchas, lavadoras, lavamanos y lavaplatos. De la misma manera, el agua gris se puede separar en agua gris suave, procedente de lavamanos y ducha, y agua gris oscura o concentrada, originada en la cocina y lavadora, como se aprecia en la Figura 1.2.

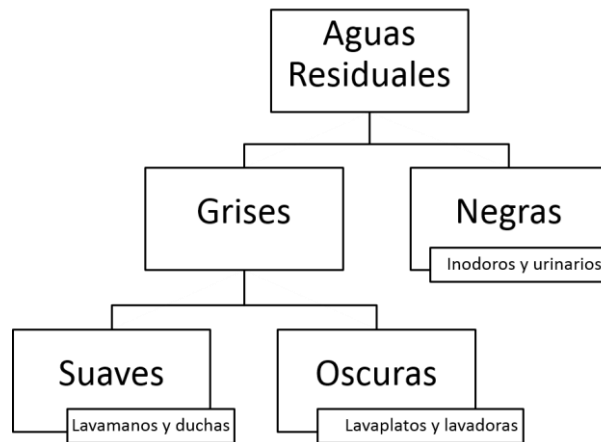


Figura 1.2 Clasificación de aguas residuales.

Las aguas grises constituyen entre el 50-80% de las aguas residuales domésticas. Estas se caracterizan por llevar restos de jabones, detergentes, entre otros, lo que implica que posean un alto contenido de potasio, fósforo y nitrógeno, como también altas concentraciones de sales, cloro e inclusive agentes patógenos (Moreno, 2003).

Microbiológicamente hablando, la carga de contaminantes bacterianos es muy variable. Se ha comprobado mediante estudios que la calidad del agua gris depende de muchos factores como la densidad poblacional, los rangos de edad de la población, e inclusive el tiempo de almacenamiento de éstas. Sin embargo, en la mayoría de los casos se ha comprobado la presencia de coliformes fecales como E. Coli y otros enterococos, lo que demuestra que la contaminación fecal afecta tanto a aguas negras como a aguas grises (Dupry & Ponce, 2012).

Otros componentes importantes presentes en las aguas grises son los surfactantes, procedentes de productos de cuidado personal, de los cuales se ha demostrado que provocan alteraciones en los ecosistemas, a través de efectos en la tensión superficial del agua, y la hidrofobicidad de los suelos (Moreno, 2003).

Las concentraciones normales de sustancias que se pueden encontrar en las aguas grises varían según la temporada del año, la fuente y los contaminantes presentes, que está directamente relacionado con el volumen producido en cada fuente y actividades que se desarrollen en el sitio. En la Tabla 1.3 se puede apreciar las concentraciones normales de los parámetros de calidad de las aguas grises de diversos orígenes, tales como ducha, lavamanos, lavadora, lavadero y lavaplatos (Niño & Martínez, 2013).

Tabla 1.3 Concentraciones normales de los parámetros de calidad de las aguas grises (Niño & Martínez, 2013)

Parámetro	Und	Concentración	Parámetro	Und	Concentración
Aluminio	mg/L	0.01 – 0.5	Alcalinidad total	mg/L	12 – 35
Arsénico	mg/L	< 0.01	Sólidos totales	mg/L	20 – 126
Plomo	mg/L	1.0 – 1.31	Sólidos suspendidos totales	mg/L	25 – 183
Bario	mg/L	< 1	Sólidos suspendidos volátiles	mg/L	28 – 87
Hierro	mg/L	0.1 – 0.4	Conductividad	µS/cm	82 – 1845
Calcio	mg/L	0.1 - 1.4	Fosforo total	mg/L	0.1 – 2.0
Cadmio	mg/L	< 0.03	Sulfatos	mg/L	83 – 160
Cromo Total	mg/L	< 0.05	Cloruros	mg/L	20 – 30
Plata	mg/L	< 0.05	pH (Potencial de hidrógeno)	mg/L	6.3 – 8.1
Molibdeno	mg/L	0.2 – 0.5	NTK	mg/L	1.7 – 34.3
Cobre	mg/L	0.01 – 0.5	Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5)	mg/L	47 – 466
Níquel	mg/L	< 0.05	Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/L	100 – 700
Manganeso	mg/L	0.01 – 0.5	Grasas y aceites (FOG)	mg/L	7 – 230
Sodio	mg/L	68 – 93	Coliformes fecales	CFU/ 100 ml	0.1 – 1.5 x 10 ⁸
Potasio	mg/L	0.8 – 3	Coliformes totales	CFU/ 100 ml	56 – 8.03 x 10 ⁷
Magnesio	mg/L	0.4 – 5.0	Escherichia coli	CFU/ 100 ml	0 – 2.51 x 10 ⁷
Zinc	mg/L	0.1 – 0.5	Surfactantes (Sustancias activas al azul de Metileno - MBAs)	mg/L	45 – 170
Turbidez	NTU	29 – 375			

1.2.1 Tratamiento de aguas residuales

Existen diversos sistemas para recuperar aguas residuales, los cuales están basados en distintas aplicaciones que pueden ser utilizada tanto para aguas negras como grises, todo esto es dependiente de las concentraciones específicas de las aguas desde su fuente de origen, las cuales permitirán identificar el tratamiento óptimo.

Los tratamientos de aguas residuales se utilizan para eliminar los contaminantes que esta posee. Para llegar a este fin, se suelen aprovechar fenómenos físicos, conocidos como operaciones unitarias, como también procesos químicos o biológicos, denominados procesos unitarios. Hoy en día tanto operaciones como procesos unitarios son utilizados en conjunto para constituir los tratamientos primarios, secundarios y terciarios (Metcalf, 1995).

Pretratamiento: cumple la función de preparar el agua para los siguientes procesos, principalmente eliminando partículas de gran tamaño que puedan afectar en la operatividad de los procesos. Estos pueden ser instalados de manera combinada dependiendo de las características de las partículas del agua (Hardenberg & Edward, 1996).

Primarios: tienen como fin reducir la cantidad de materia sólida suspendida en el medio, a través de fenómenos físicos o químicos. Dependiendo de las características del agua, es que este tratamiento puede realizarse directamente en forma de pretratamiento, sin necesidad de forzar ambos procesos de manera separada. Los métodos más frecuentes son la flotación y sedimentación, en donde las partículas suspendidas en el agua ascienden hacia la superficie y decantan, respectivamente, para ser separadas del líquido manualmente (Hardenberg & Edward, 1996, De Vargas, 2004).

Secundarios: tratamientos de carácter biológico que buscan eliminar la contaminación orgánica disuelta, y en general las partículas de tamaño menor a las que puede captarse en los tratamientos anteriores. Estos pueden basarse en la oxidación aeróbica de la materia orgánica, o en la eliminación anaeróbica en digestores cerrados. Se caracterizan por producir fangos los cuales deben ser tratados posteriormente. Se puede realizar a través de lagunas de sedimentación, tranques sépticos, humedales, biofiltros, etc. (De Vargas, 2004; Moreno, 2003)

Terciarios: utiliza técnicas tanto de tratamientos primarios como secundarios, las cuales pueden eliminar la materia residual persistente posterior a los tratamientos biológicos, con el fin de asegurar

una calidad óptima en el producto final. Un ejemplo de estos métodos es la oxidación química (Dupry & Ponce, 2012).

La aplicación u omisión de estas etapas depende directamente de las características del agua que se desea tratar, como también del posterior uso que se le busca dar. Por un lado, las aguas negras generalmente requieren de todas o la mayor parte de las etapas de los tratamientos debido a la alta carga de contaminantes que yace en ella. Sin embargo, las aguas grises, de baja carga de contaminantes con respecto a las aguas negras, comúnmente pueden ser tratadas utilizándose sólo las primeras fases de los tratamientos, en las cuales se puede lograr una calidad apta para diversos usos, excluyendo el consumo y contacto humano, entre otros.

1.2.2 Reutilización de aguas grises

Una manera eficaz de minimizar el uso de agua potable y ser un aporte en la disminución de contaminantes en el medio ambiente es a través de la reutilización de las aguas grises. A partir de esta iniciativa se busca mantener un equilibrio entre el recurso hídrico y la sociedad que constantemente está innovando en el uso de nuevas tecnologías, generando conciencia en el consumo y utilización.

Para lograr la reutilización es necesario poder identificar los diversos orígenes que poseen estas aguas, para así poder elegir el método correcto, es así como para reutilizar agua gris en las descargas de inodoro solo es necesario un tratamiento que elimine sólidos, los cuales son perjudiciales, ya que pueden saturar el sistema (Araya, 2017). Si la necesidad fuese de utilizar agua para riego, se necesita identificar ciertas características fisicoquímicas y un estudio de la legislación actual para este tipo de uso.

La Ley 21.075, la cual se promulgó el año 2018, establece una serie de exigencias para que los sistemas de tratamiento de aguas grises entren en funcionamiento y limita los usos. A través de su reglamento se restringen las fuentes de origen, es por esto mismo que según el artículo 6, las aguas procedentes de lavaplatos quedan excluidas de la recolección, reutilización y disposición de aguas grises.

De igual manera, realizar tratamientos a las aguas grises de hogares, instituciones, industrias, espacios recreativos, etc. contribuye a múltiples beneficios, destacándose los beneficios económicos que esta trae dado a la disminución y correcto aprovechamiento de las aguas.

1.3 Colliguay

El Valle de Colliguay se encuentra inserto en la Cordillera de la Costa y es administrado por la comuna de Quilpué, Provincia de Valparaíso, Quinta Región de Valparaíso, Chile.

La localidad presenta altitudes que van entre los 500 y 2.300 m sobre nivel del mar. Aquí se generan pendientes fuertes presentándose como un valle encerrado y con características de una zona de alta montaña, con cerros que superan los 1.500 m de altura, permitiendo una gran variedad de ambientes terrestres.

Las condiciones climáticas de Colliguay corresponden al de sectores mediterráneos. Sus precipitaciones son fundamentalmente de tipo ciclónico, y el origen de las lluvias es de carácter frontal generando así precipitaciones intensas y de corta duración en los meses de invierno.

Como puede apreciarse en la Figura 1.3, en él se encuentra el Estero Puangue, con una abundante vegetación acuática y de algas verdes, que son el alimento de diversos grupos de animales, el cual se prolonga hasta la confluencia con el río Maipo (FPA, 2007).



Figura 1.3 Localización del valle de Colliguay (Flora y fauna de Colliguay. Proyecto FPA, 2007).

Colliguay se divide en 17 sectores y es en lugar de “Las Canales” donde se emplaza el centro “Turismo rural Los Álamos”, entregando diversos servicios tanto a los habitantes del Valle como a los turistas que visitan cada año sus dependencias.

2. Problema

Las aguas grises, en contraste con las aguas negras, corresponden a la parte fácil de tratar de las aguas residuales, debido a sus características físicas, químicas y biológicas, convirtiendo así a la reutilización de éstas un método sustentable e idóneo en zonas declaradas con escasez hídrica como lo es el caso de Colliguay, una de las tantas localidades del país que se ha visto afectada por la disminución de este recurso, debido a su mala gestión histórica, trayendo consigo limitaciones en el desarrollo económico de comunas de carácter rural principalmente.

El centro “Turismo rural Los Álamos”, ubicado en la localidad de Colliguay, recibe visitantes continuamente a lo largo del año, con una fuerte intensificación en sus flujos de personas durante la temporada estival, generándose en sus instalaciones sanitarias cantidades significativas de aguas residuales, las cuales no son aprovechadas correctamente, siendo vertidas directamente a sistemas de tratamiento de fosas sépticas que dispone el centro, perdiéndose así la oportunidad de mitigar costos de consumo de agua potable a través de la reutilización de aguas grises.

3. Objetivos

3.1 Objetivo General

Proponer un sistema para el manejo de aguas grises en el centro “Turismo rural Los Álamos”.

3.2 Objetivos Específicos

- Estimar la generación de aguas grises del centro turismo rural.
- Diseñar un sistema de tratamiento de aguas grises.
- Evaluar la prefactibilidad económica del proceso propuesto.

4. Capacidad y ubicación del sistema

4.1 Capacidad del Sistema

Centro Turismo Rural “Los Álamos” de Colliguay, es un establecimiento dedicado al rubro de la recreación, la gastronomía y el turismo. En este lugar, se desarrollan diversos servicios comerciales como hospedaje a visitantes, camping, servicio de restaurante y venta de abarrotes. Hoy en día, el centro cuenta con una capacidad máxima de hospedaje para 44 personas en la zona residencial, 210 personas en la zona de camping, 80 clientes en el restaurante “Los Álamos”, y 50 clientes en el restaurante de comida rápida perteneciente a la tienda de abarrotes.

El dimensionamiento de la planta de tratamiento y reutilización de aguas grises está determinado a partir de los componentes de entrada al sistema, siendo el primero el flujo de aguas grises generadas en las instalaciones sanitarias del centro, dependiente directamente de la intensidad de las actividades que son llevadas a cabo en el lugar, y siendo el segundo componente el flujo de aguas provenientes de las precipitaciones registradas en la zona de estudio.

El caudal de aguas grises generadas en el centro estará determinado por los registros de la cantidad de gente que visitó el lugar durante el verano 2017-2018, y el consumo medio de agua potable que caracteriza a cada actividad realizada por los visitantes, para posteriormente, como se detalla en el Capítulo 6, estimar el flujo de aguas grises a partir de su fracción promedio dentro del agua residual, la cual también corresponde a una parte del agua potable suministrada a una población. Por otro lado, la carga asociada a las precipitaciones está estimada según registros climatológicos locales, obteniéndose así el segundo subcomponente de la entrada global al sistema.

De esta manera, conociendo las cargas de afluentes al sistema de tratamiento, y debido a las variaciones diarias en la generación de aguas grises en el centro, se escoge una carga de funcionamiento por bajo el caudal máximo, el cual permite un correcto funcionamiento durante la mayor parte de la temporada estival, sin comprometer la eficiencia del sistema, redirigiendo la carga sobrante hacia el sistema de disposición de aguas residuales establecido, a través de un sistema bypass.

4.2 Ubicación del Sistema

El centro “Turismo rural Los Álamos” se encuentra ubicado en la Ruta F-760, específicamente en el sector “Las Canales” de la localidad de Colliguay, en la comuna de Quilpué, Región de Valparaíso. Este sitio posee una superficie total de 4,5 ha de la cual aproximadamente 0,7 ha corresponden a la zona establecida para camping, siendo ésta la zona de servicio que abarca mayor cobertura en el terreno.

El predio consta de construcciones distribuidas a lo largo de todo el terreno, con distintas separaciones entre sí, dando lugar a espacios que actualmente no son utilizados, en los cuales, tentativamente, pueden emplazarse el o los sistemas de reutilización de aguas grises, y de los cuales, es posible aprovechar distintos beneficios estratégicos, tales como atractivo para los visitantes y aprovechar zonas en donde la fuerza gravitatoria juegue un papel clave en la conducción de las aguas grises.

En la Figura 4.1 se presentan las zonas que, en conjunto con las dueñas del centro, fueron medidas y se preseleccionaron para la operación del sistema de aguas grises.



Figura 4.1 Imagen aérea de los espacios disponibles en el centro Los Álamos (Google Earth).

Cada uno de estos espacios presenta distintas dimensiones y pendientes promedio, exponiéndose en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Dimensiones y pendientes de los espacios disponibles en el centro.

Espacio	Largo (m)	Ancho (m)	Pendiente media (°)
a	35,6	6,8 – 10,3	3,6
b	11	7	1,2
c	14,1	13,4	15,3
d	16,4	10,3	14,1

4.3 Marco Legal Aplicable

En Chile, la reutilización y uso de aguas grises están regidas por distintas normativas, las cuales tienen como principal objetivo proteger la vida y salud de las personas de quienes se interioricen, apliquen y hagan uso de estos procesos, tanto en sectores rurales y urbanos, como también a niveles domiciliarios e industriales. En este punto, se hace una síntesis de las distintas leyes y normas que tienen aplicabilidad ambiental en los sistemas de reutilización de aguas grises, y específicamente, en el sistema diseñado para el centro “Turismo rural Los Álamos”, destacando la materia que comprenden, y sus artículos de mayor relevancia para el caso de estudio.

Para poder entender el origen de las legislaciones que presentan competencia en el tema de aguas grises es importante nombrar la Ley 19.300, Tabla 4.2, que como su nombre lo dice es la base ambiental del país, expresando el derecho de vivir en un medio ambiente libre de contaminación, protegiendo el medio ambiente, preservando la naturaleza y la conservación del patrimonio ambiental. La Ley presentó modificaciones en el año 2010, incorporando en ella un ministerio ambiental, el servicio de evaluación ambiental y la superintendencia del medio ambiente.

Tabla 4.2 Detalle de aplicabilidad para la Ley de bases generales del medio ambiente.

Tipo de norma	Ley N° 19.300/1994
Nombre	Bases generales del Medio Ambiente
Ministerio	Secretaría General de la Presidencia
Nivel de aplicación	Nacional
Materia	Establece y prioriza el derecho de las personas de vivir en un medio ambiente libre de contaminación, fomentando la protección de la naturaleza y el patrimonio ambiental, determinando los métodos de fiscalización y gestión en este ámbito.

Artículos	N° 8	Se señala que todo proyecto mencionado en el Artículo N° 10 deberá aprobarse por medio del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental
	N° 9	Los titulares de proyectos mencionados en el Artículo N° 10 deberán elaborar ya sea una Declaración de Impacto Ambiental o un Estudio de Impacto Ambiental, con el fin de entrar al sistema de evaluación.
	N° 10	Menciona que proyectos o actividades que deban entrar al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental. Para este caso, se considera el inciso o), que destaca: o) Proyectos de saneamiento ambiental, tales como sistemas de alcantarillado y agua potable, plantas de tratamiento de aguas o de residuos sólidos de origen domiciliario, rellenos sanitarios, emisarios submarinos, sistemas de tratamiento y disposición de residuos industriales líquidos o sólidos.

A partir de la Ley 19.300 y con las modificaciones pertinentes de la Ley 20.417, en la Tabla 4.3 se detallan las condiciones en que proyectos relacionados con tratamientos de agua deben cumplir con el Reglamento del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental.

Tabla 4.3 Detalle de aplicabilidad para el reglamento del SEIA.

Tipo de norma	D.S. N°40/2013	
Nombre	Reglamento del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental	
Ministerio	Ministerio de Medio Ambiente	
Nivel de aplicación	Nacional	
Materia	Establece los términos en que se rige el Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental, como también los procesos de Participación de la Comunidad en la evaluación de proyectos.	
Artículos	N° 10	Detalla en que situaciones alguno de los proyectos mencionados en el Artículo N° 10 de la Ley N° 19.300 deberán o no, entrar al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental. Para este caso, se destaca el inciso o.4. específico para plantas de tratamiento de aguas, que define que se debe ingresar al sistema bajo las siguientes condiciones:

		o.4. Plantas de tratamiento de aguas de origen domiciliario, que atiendan a una población igual o mayor a 2.500 habitantes.
	N° 126	Señala que toda construcción, reparación, modificación y ampliación de instalaciones de manejo de lodos de plantas de tratamiento de aguas servidas, requieren de un permiso, el cual se otorgará al garantizar la inexistencia de riesgos para la salud de la población ni en la calidad de aire, agua o suelo. Para la acreditación del cumplimiento de lo previamente mencionado, se deberán presentar contenidos técnicos como: <ul style="list-style-type: none"> a) La descripción de los lodos y de los procesos de los cuales son generados. b) Diseño de las unidades de conducción y tratamiento. c) Programa de control de parámetros críticos operacionales. d) Plan de contingencia. e) Plan de emergencia.

Un Decreto con Fuerza de Ley (D.F.L.) es una norma dictada por el Gobierno sobre una materia propia de Ley, habilitado previamente por el Congreso o directamente por la Constitución. Lo normal es que la habilitación comprenda materias precisas (Molina, 2001). Detallándose en este caso, Tabla 4.4, para la autorización de proyectos o actividades sanitarias.

Tabla 4.4 Detalle de aplicabilidad para el decreto fuerza ley de materias que requieren autorización sanitaria expresa.

Tipo de norma	D.F.L. N°1/1990	
Nombre	Determina materias que requieren autorización sanitaria expresa	
Ministerio	Ministerio de Salud	
Nivel de aplicación	Nacional	
Materia	Define tipos de proyectos o actividades que, según sus características sanitarias, deben obligatoriamente obtener un permiso por parte de la Autoridad Sanitaria para su funcionamiento.	
Artículos	N° 1	Establece la lista de materias que requieran la autorización sanitaria expresa. De ésta, se destacan los incisos: 22. Funcionamiento de obras destinadas a la provisión o purificación de agua potable de una población o a la evacuación, tratamiento o disposición de aguas servidas de cualquier naturaleza , desagües y residuos industriales o mineros.

		23. Uso de aguas servidas en riego agrícola, de acuerdo con el grado de tratamiento de depuración o desinfección aprobado por la autoridad sanitaria.
--	--	---

En la Tabla 4.5 se detallan los requisitos de calidad del agua para diferentes usos, recalcando los usos y requisitos mínimos que podrían ser considerados para el caso del “Centro Turismo rural Los Álamos”.

Tabla 4.5 Detalle de aplicabilidad para la norma de requisitos de calidad de agua.

Tipo de norma	NCh 1.333/1987	
Nombre	Requisitos de calidad del agua para diferentes usos	
Ministerio	Secretaría General de la Presidencia	
Nivel de aplicación	Nacional	
Materia	Fija criterios de calidad del agua con relación a su uso, con el fin de proteger y preservar la calidad de las aguas de contaminaciones con residuos de cualquier tipo u origen.	
Artículos	N° 1	Menciona los usos a los cuales se aplica esta normativa, destacándose los siguientes incisos: c) Riego d) Recreación y estética; d.2) Recreación con contacto directo e) Vida acuática
	N° 6	Habla sobre los requisitos mínimos que debe tener el agua para uso de riego. En este cabe destacar los incisos: 6.1 Establece los requisitos químicos como el pH, los valores máximos permisibles de elementos químicos, la conductividad específica y sólidos disueltos totales, mientras que otorga la pronunciación a la Autoridad Competente en factores como la razón de adsorción de sodio RAS y herbicidas, descartando a su vez la incidencia de efectos perjudiciales de insecticidas en el agua para riego. 6.2 Establece los requisitos bacteriológicos como lo es el contenido de coliformes fecales para agua que se ocupe en riego de frutas y verduras que se desarrollen a ras de suelo y que se consuman en estado crudo.

	N° 7	Habla sobre los requisitos mínimos que debe tener el agua para uso recreativo y estético. En éste se destaca el siguiente inciso: 7.2 Establece los requisitos para el agua destinada a recreación con contacto directo como la natación, el buceo o el esquí acuático. En éste se presenta una tabla de valores máximos y mínimos permisibles para factores como el pH, la temperatura, la claridad, los sólidos flotantes y espumas no naturales, los aceites flotantes y grasas, los aceites y grasas emulsificadas, el color, la turbiedad, los coliformes fecales y las sustancias con olores o sabores inconvenientes.
--	------	---

Como se mencionó antes, en Chile se promulgo la Ley 21.075, Tabla 4.6, que detalla la regulación y fiscalización que deben tener los proyectos para ser aprobados por la autoridad competente, con relación a las aguas grises, tanto a nivel urbano como rural.

Tabla 4.6 Detalle de aplicabilidad para la ley de recolección, reutilización y disposición de aguas grises.

Tipo de norma	Ley N° 21.075/2018	
Nombre	Regula la recolección, reutilización y disposición de aguas grises	
Ministerio	Ministerio de Obras Públicas	
Nivel de aplicación	Nacional	
Materia	Establecimiento y regulación de los sistemas de reutilización de las aguas grises, a nivel urbano y rural, respecto a su postulación, aprobación y fiscalización.	
Artículos	N° 3	Define que la solicitud de aprobación del proyecto debe contener la identificación del peticionario, la individualización del área donde tendrá lugar la reutilización, la identificación del operador en caso de sistemas de tratamiento domiciliario, la indicación de los fines que se dará a las aguas grises tratadas, el sistema de tratamiento a emplear y la acreditación de la conexión a la red pública de alcantarillado o de un sistema particular de aguas servidas. Las condiciones sanitarias básicas para la aprobación están expuestas en el Reglamento sobre Condiciones Sanitarias Básicas para la Reutilización de Aguas Grises.

	N° 4	Especifica el detalle que tendrá la resolución que autorice el sistema de reutilización de aguas grises, en el cual se define el plazo por el cual se otorga la autorización, y aquella debe ser publicada por el titular en un diario de circulación regional o comunal, e inscrita en un registro de la Superintendencia.
	N° 7	Define que los sistemas de reutilización de aguas grises deben mantener operativa una conexión a un servicio público de recolección de aguas servidas o a un sistema particular de aguas servidas para permitir su evacuación en caso de fallas, emergencias u otras situaciones.
	N° 8	Establece los distintos destinos que pueden darse a las aguas grises tratadas, siendo estos el riego de jardines, la descarga de aparatos sanitarios, el riego de áreas verdes públicas y campos deportivos, el riego de áreas verdes ornamentales sin acceso al público, el uso en procesos industriales no destinados a productos alimenticios y fines de refrigeración no evaporativos, el riego de especies reforestadas y la mantención de humedales.
	N° 9	Prohíbe la reutilización de aguas grises tratadas para usos como lo son el consumo humano, el riego de frutas y hortalizas que crecen a ras de suelo y que suelen ser consumidas crudas por las personas, o que sirvan de alimento a animales que pueden transmitir afecciones a la salud humana, el uso en procesos productivos de la industria alimenticia, el uso en establecimientos de salud, el cultivo acuícola de moluscos filtradores, el uso en piletas, piscinas y balnearios, el uso en torres de refrigeración y conservadores evaporativos, y el uso en fuentes o piletas que posean riesgo de contacto con las personas.
	N° 12	Menciona que el titular de la autorización de funcionamiento del sistema será el responsable de la calidad y control de las aguas grises, como también de la operación y mantención del sistema de tratamiento y de reutilización de aguas grises tratadas, y que la autoridad sanitaria y la Superintendencia de Servicios Sanitarios estarán a cargo de la fiscalización del cumplimiento de las disposiciones de la ley.

La Ley 21.075 detallada en la Tabla 4.6, presenta un reglamento para las condiciones sanitarias al momento de reutilizar aguas grises, Tabla 4.7, si bien hasta la fecha todavía es presentado como proyecto, es necesario analizarlo y que sirva de base para la toma de decisiones en el sistema de tratamiento que se desea emplazar en las dependencias del centro turístico.

Tabla 4.7 Detalle de aplicabilidad para el reglamento de condiciones sanitarias para la reutilización de aguas grises.

Tipo de norma	Proyecto	
Nombre	Reglamento sobre condiciones sanitarias básicas para la reutilización de aguas grises	
Ministerio	Ministerio de Salud	
Nivel de aplicación	Nacional	
Materia	Establecimiento de condiciones sanitarias que debe llevar el diseño y operación de los sistemas de reutilización de aguas grises.	
Artículos	N° 6	Establece que la reutilización de aguas grises solo considera aguas generadas en lavamanos, duchas, tinas y lavadoras de ropa, excluyendo las aguas generadas en lavaplatos y maquinas lavavajillas.
	N° 7	Define que cualquier sistema de reutilización de aguas grises deberá ejercerse a través de un proyecto aprobado por la SEREMI de Salud, y debe ser elaborado por un profesional en el área de la ingeniería.
	N° 8	Menciona los contenidos mínimos del proyecto, dentro de los cuales se destacan: a) La memoria técnica y planos del diseño, en conjunto con la calidad del agua cruda y las bases de cálculo del diseño. b) El cálculo de volumen de aguas generadas por el sistema, y de aguas requeridas, ambos bajo la misma unidad de tiempo. c) El manual de operación del sistema. d) Los parámetros de control del sistema de tratamiento. f) Los contenidos de la capacitación de los operadores del sistema.
	N° 11	Comenta que el proyecto deberá considerar red de descargas de aguas grises tanto tratadas como no tratadas, hacia la red de alcantarillado pública o particular, para diversas situaciones como labores de limpieza, generación de aguas grises que sobrepasen el

		requerimiento del sistema, superación del tiempo de almacenamiento de aguas grises tratadas, interrupciones en la operación, no necesidad de agua para riego, u otros.
N° 13		Se especifica la obligación de instalar un dispositivo que evite la entrada de aguas negras provenientes de la red de alcantarillado hacia el punto de descarga de aguas grises tratadas.
N° 15		Exige que las tuberías que transporten aguas grises sean crudas o tratadas, deberán ser de color morado, para diferenciar de los otros sistemas de tuberías.
N° 16		Menciona que, en situaciones de atravesos y paralelismos de tuberías, las redes de aguas grises deben instalarse bajo las tuberías de agua potable, y por sobre las de aguas negras.
N° 17		Describe que, para la instalación de un estanque de homogeneización, este debe disponerse en el lugar de emplazamiento del sistema. Por otro lado, prohíbe el almacenamiento de aguas grises no tratadas.
N° 18		Establece que la planta de tratamiento y los estanques de almacenamiento deberán proveer de dispositivos de protección, como también de señalizaciones.
N° 19		Exige disponer las válvulas de suministro de aguas grises tratadas para los sistemas de riego en casetas cerradas con llave.
N° 20		Exige la señalización de las casetas mencionadas en el artículo anterior.
N° 23		Prohíbe el almacenamiento de aguas grises tratadas en periodos de tiempos superiores a 48 horas.
N° 24		Expone el contenido que debe disponer el manual de operación a presentar.
N° 25		Detalla el contenido que debe considerar la capacitación hacia los operadores del sistema.
N° 26		Especifica los intervalos de tiempo para el limpiado de los estanques de almacenamiento de aguas grises tratadas, los que son como mínimo una vez al año.

	N° 28	Menciona que, para el uso de aguas grises tratadas en sistemas de riego, deberá evitarse la sobresaturación del terreno y el escurrimiento fuera del área regada.
	N° 29	Explica que para interrupciones en la operación de la planta de tratamiento que sobrepasen las 48 horas, deberán vaciarse todas las unidades de tratamiento, a excepción de los reactores biológicos, que deberán mantenerse en funcionamiento en conjunto con el sistema de aireación.
	N° 30	Establece que los lodos generados en el tratamiento deberán eliminarse en la red de alcantarillado, siempre y cuando que, por cantidad o tipo de lodo, deban manejarse como residuos sólidos bajo la evaluación de la autoridad sanitaria.
	N° 31	Define los usos permitidos para las aguas grises tratadas. Dentro de estos se destacan los incisos: a) Usos urbanos, que incluyen la recarga de inodoros, urinarios y riego de jardines privados. c) Uso de riego ornamental, que incluye el riego de áreas verdes y jardines ornamentales con fines estéticos y de decoración, sin acceso al público.
	N° 32	Prohíbe el uso de aguas grises para regar cultivos vegetales y frutales que crezcan a ras de suelo y que se consuman crudos, y para el consumo humano.
	N° 34	Expone que, para el riego de jardines de viviendas individuales, sólo deberán utilizarse las aguas generadas en lavamanos, tinas y duchas.
	N° 35	En este artículo se define la calidad mínima que deben tener las aguas grises tratadas, según el uso que se le asignará. Se incluyen los máximos y mínimos permisibles para parámetros como la DBO ₅ , SST, coliformes fecales, turbiedad, y cloro libre residual.
	N° 39	Establece que las áreas verdes ornamentales regadas con aguas grises deberán tener barreras físicas que impidan el acceso al público, y que el riego debe hacerse sin trabajadores presentes.
	N° 40	Para el riego con aguas grises en general, prohíbe el uso de aspersores, difusores o cualquier sistema de riego que pueda producir aerosoles.

	N° 41	Menciona que los sistemas de reutilización de aguas grises deberán contar con un registro de los análisis de autocontrol de la calidad del efluente generado, y de los parámetros de control del sistema.
	N° 42	Establece la frecuencia de monitoreo de autocontrol y el tipo de muestra necesaria del sistema de reutilización, según el volumen diario generado.
	N° 43	Exige la frecuencia, según el tipo de instalación, de las mediciones de cloro libre residual, siendo semanal para las viviendas individuales, y diaria para el resto de los tipos de instalaciones.
	N° 8	<p>Hace mención sobre los requisitos para aguas con destino a la mantención de la vida acuática. En este artículo se destacan los siguientes incisos:</p> <p>8.1 Establece una tabla de requisitos para aguas dulces en donde se incluyen características como el oxígeno disuelto, el pH, la alcalinidad total, la turbiedad, la temperatura, el color, los sólidos flotantes visibles y espumas no naturales, los sólidos sedimentables, y el petróleo e hidrocarburos. Establece el límite máximo de sustancias tóxicas medidas en bioensayos como pesticidas, metales pesados, cianuros, tóxicos no acumulativos, tóxicos acumulativos y persistentes, y detergentes. Por otro lado, otorga la pronunciación a la Autoridad Competente sobre los límites permisibles de quistes, protozoos y huevos, como también de nutrientes.</p>

5. Selección y síntesis de operaciones unitarias

5.1 Operaciones Unitarias del Sistema de Reutilización de Aguas Grises

Las operaciones unitarias para el diseño del sistema de tratamiento de aguas grises para el centro “Los Álamos” contemplan una recolección de aguas grises crudas provenientes de distintos aparatos sanitarios, para su posterior conducción hacia un sistema de remoción de sólidos, cabe mencionar que no se utilizara un sistema para la eliminación de aceites y grasas, dado que a partir de la Ley 21.075 queda exento de este tipo de tratamientos las aguas grises provenientes de los lavaplatos que es donde más se producen estos elementos perjudiciales para los posteriores tratamientos.

A continuación, las aguas a tratar serán dirigidas hacia el sistema de depuración, para finalmente ser reutilizadas para la descarga de inodoros y riego. Todo el conjunto de operaciones unitarias se expone en la Figura 5.1.

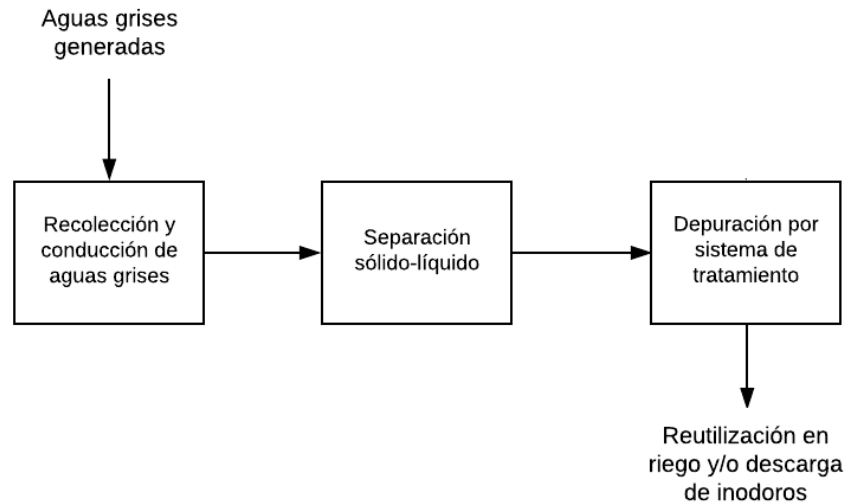


Figura 5.1 Esquema de las operaciones unitarias a emplearse

5.2 Análisis de alternativas

La recolección de aguas grises generadas en los puntos de aparatos sanitarios del centro se realizará mediante tuberías que conduzcan el agua cruda hacia las primeras unidades del tratamiento, en las cuales se pretende preparar el flujo de agua, eliminando elementos que puedan, de una u otra forma, impedir el correcto funcionamiento de las siguientes unidades operacionales del sistema global, asegurando de tal manera una operatividad con la menor cantidad de interrupciones posibles.

Posterior al tratamiento primario, se seleccionaron diversos tratamientos biológicos para su análisis, y que como su nombre lo dice se basa en el empleo de microorganismos, para realizar la degradación biológica de la materia orgánica. La remoción de DBO, coagulación de sólidos coloidales y estabilización de la materia orgánica es llevado a cabo por bacterias (Pérez, 2010).

Existen tratamientos biológicos de biomasa fija, tal es el caso del **filtro percolador** o también llamado **lecho bacteriano**, el cual consiste en un tanque cilíndrico o rectangular que contiene un material grueso, compuesto en la mayoría de los casos por piedras de diversas formas o materiales sintéticos, como se aprecia en la Figura 5.2. Alrededor de este material sólido que conforma el lecho o también denominado empaquetadura, se encuentran bacterias que descomponen las aguas grises, a medida que estas percolan hacia el fondo del tanque. Con el paso del tiempo, la capa de bacterias adquiere espesor y se desprende del lecho para luego pasar a un clarificador para efectuar la separación de los lodos formados.

El agua gris que es tratada a partir de los filtros percoladores es generalmente sometida al proceso de sedimentación, con el objetivo de evitar la sobrecarga del relleno que soporta la biomasa (Menéndez *et al*, 2005).



Figura 5.2 Tanque de filtro percolador (ECODENA)

Otro proceso biológico que se caracteriza por presentar la biomasa fija a un soporte, son los **biodiscos rotativos**, están constituidos por una serie de discos de plásticos de 3 a 4 m de diámetro, comúnmente polietileno de alta densidad, ensambladas en un eje horizontal, formando un conjunto cilíndrico que gira lentamente sobre dicho eje, y donde aproximadamente el 40% de la superficie permanece sumergida, como se puede ver la Figura 5.3, es aquí donde los microorganismos de las aguas residuales presentes comienzan a fijarse y multiplicarse en la superficie de los discos, para efectuar la degradación aerobia de la materia orgánica (Deloya, 2000).

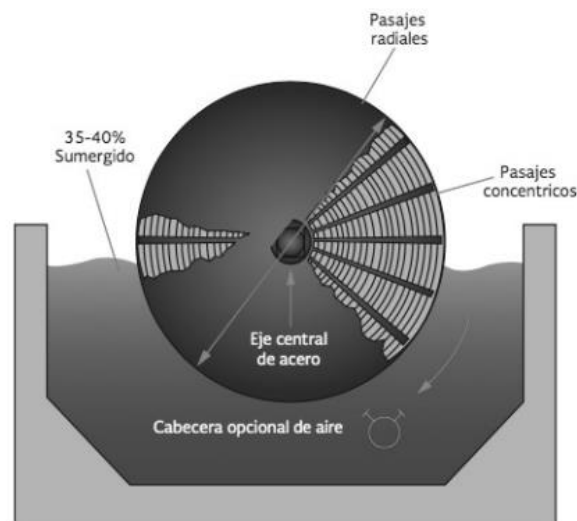


Figura 5.3 Esquema del proceso biodisco rotativo (Cardiel *et al*, 2001)

Un método que presenta biomasa en suspensión y es comúnmente utilizado para el tratamiento de aguas residuales es el de **lodos activados**. Posterior a la eliminación de los sólidos en suspensión, a través de un tratamiento primario, las aguas a tratar llegan a un tanque de aireación, al cual se le administran burbujas de aire mediante aireadores mecánicos o de aire comprimido, todo esto con el fin de degradar la DBO disuelta. En este tanque microorganismos se mezclan en las aguas con la finalidad de crecer y estabilizar la materia orgánica, el tiempo de duración para este proceso es entre 4 a 8 horas, posteriormente los lodos activados y las aguas, llegan a un decantador secundario para realizar la separación sólido-líquido y los lodos activados sedimentan, y así obtener un efluente clarificado. Una fracción de estos lodos vuelven al tanque de aireación y la otra parte es descartada del proceso, para ser tratadas, en la Figura 5.4 se puede apreciar un diagrama del proceso (Pérez, 2010).

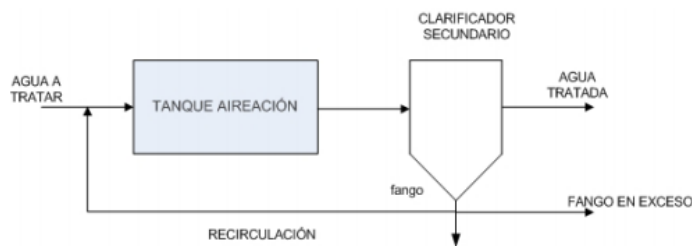


Figura 5.4 Diagrama del proceso convencional de lodos (Alcarria, 2005)

Un sistema optimizado de lodos activados es el de **reactor discontinuo secuencial (SBR)**, cuyo funcionamiento se basa en la secuencia de llenado y vaciado. Los procesos unitarios que aquí ocurren son análogos a los de lodos activados convencionales. En ambos sistemas se interviene la mezcla, reacción y sedimentación, pero existe una diferencia concluyente, ya que, en los lodos activados el proceso se lleva a cabo en tanques separados, como se mostró anteriormente, mientras que en el sistema SBR los procesos ocurren en el mismo tanque. Aquí el tanque tiene 4 etapas, las cuales son llevadas a cabo en secuencias: Etapa de rellenado, para adicionar el sustrato al reactor; etapa de reacción en la cual se somete a la aireación; sedimentación para permitir las separaciones de sólido-líquido; y la etapa de vacío para extraer las aguas tratadas (Muñoz & Ramos, 2014). En la Figura 5.5 se muestra un modelo de reactor discontinuo secuencial que es comercializado.



Figura 5.5 Modelo tipo de un SBR comercial (ECODENA).

Otro reactor biológico es el **biorreactor de membranas (MBR)**, el cual degrada la materia orgánica, continuado por membranas que cumplen la función de separar los sólidos mediante filtración, es decir que el proceso es una combinación de lodos activados y filtración por membrana. El uso de estas membranas, las cuales pueden ser diversos tamaños y se encuentran sumergidas en el reactor, hace que no sea necesario un sedimentador secundario o clarificador, como se puede apreciar en la Figura 5.6. La consecuencia de esto es un lodo activado con mayor concentración de biomasa, lo que permite el uso de reactores de menor tamaño (Pérez, 2010).

Existen membranas de microfiltración, las cuales pueden remover partículas de hasta 5 mm y por medio de osmosis inversa, se puede llegar a remover moléculas de dimensión molecular, impidiendo el paso de cualquier sólido e incluso de bacterias y virus, consiguiendo un efluente de muy alta calidad (Niño & Rodríguez, 2013).

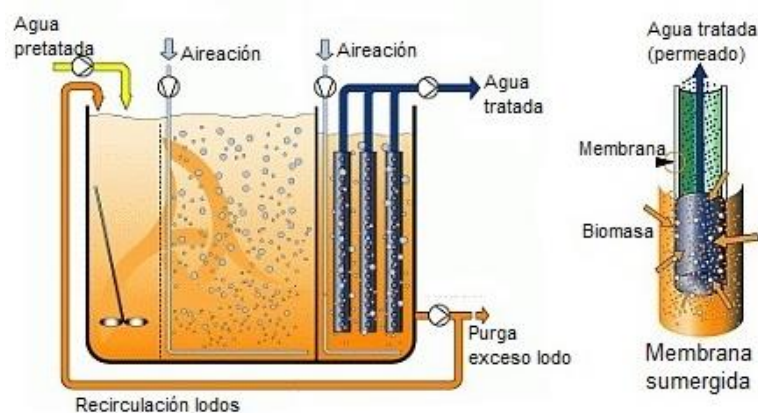


Figura 5.6 MBR y membrana sumergida (GEDAR)

Los tratamientos descritos hasta ahora son clasificados como procesos biológicos, utilizados de manera convencional, como es el caso de los lodos activados y también modificaciones de estos, como por ejemplo los SBR y los MBR, los cuales presentan elevadas eficiencias, existiendo incluso a nivel industrial. Pero a partir de las nuevas necesidades de poder disminuir los costos de operación e incluso de manteniendo es que aparecen nuevos tipos de depuración de aguas, alternativas sustentables, los denominados métodos naturales.

En los sistemas naturales de tratamiento se suelen utilizar componentes provenientes del medio natural, ya sea vegetación, suelo y/o microorganismos. Estos a su vez, se caracterizan frente a los métodos convencionales, por su escasa necesidad de personal de operación, menor consumo energético y menor producción de fangos (Moreno, 2003). Estos métodos pueden clasificarse en tratamientos con sistemas acuáticos, y tratamientos con aplicación en terreno.

En primer lugar, los **tratamientos con sistemas acuáticos** se caracterizan por su método de depuración en el cual actúan plantas emergentes y microorganismos asociados a ellas. Estos métodos pueden trabajar a lo largo de todo el año, con un flujo continuo. Entre ellos se encuentran sistemas como los humedales, cultivos acuáticos y sistemas de lagunaje.

Los **humedales** tanto naturales como artificiales wetland se basan en un sistema de vegetación sumergida, flotante y/o emergente, con presencia de vida animal acuática, todo esto sobre una capa impermeable. Estos ecosistemas se construyen a base de tres componentes principales que son el agua, el sustrato y la vegetación de macrófitas como juncos, *typha* "totora", *duck weed* "lenteja de agua",

etc. Desarrollándose así, de manera natural, comunidades biológicas e invertebrados acuáticos, que complementan a los primeros componentes del ecosistema (Llagas *et al*, 2006; Mateu, 2015).

Los humedales pueden clasificarse según la superficie libre de agua o también llamados humedales de flujo superficial, y en humedales de flujo subsuperficial, en los cuales el principal transportador de oxígeno hacia el agua corresponde a la atmósfera y a las raíces de las plantas, respectivamente (Metcalf & Eddy, 1996).

Los humedales de flujo superficial poseen un alto porcentaje de remoción para SST en la parte inicial del sistema, debido a la baja velocidad del fluido, lo que conlleva a un comportamiento de flujo laminar en el sistema. De la misma manera, se puede considerar una alta remoción de DBO, metales y algunos contaminantes orgánicos, dado que su tratamiento puede ocurrir bajo condiciones aeróbicas y anóxicas (U.S. EPA, 2000).

Se representa en la Figura 5.7 un esquema de un humedal de flujo superficial, el cual consta de vegetación inmersa en una capa de suelo inundada con agua, todo esto sobre una membrana impermeable que impide la infiltración del agua que entra y sale del sistema a través de tuberías.

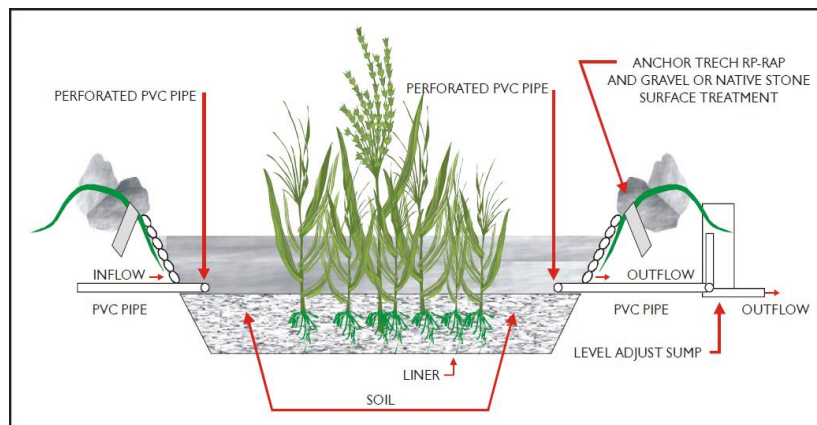


Figura 5.7 Esquema humedal de flujo superficial (Llagas & Gómez, 2006).

Por otro lado, los humedales de flujo subsuperficial pueden presentar alta eficiencias de remoción para DBO₅, SST, sin embargo, la remoción de nitrógeno puede verse afectada debido a las deficiencias de oxígeno que pueden surgir (Cooper, 1993). Frecuentemente la remoción de bacterias patógenas presenta eficiencias mayores al 90% (Reed *et al*, 1995).

En la Figura 5.8 se representa un esquema de un humedal de flujo subsuperficial horizontal, donde la circulación del agua es de tipo subterráneo a través de un medio granular y en contacto con las raíces de las macrófitas. La profundidad del agua que suele usarse es entre los 0,3 hasta los 0,9 m (Rivera, 2015).

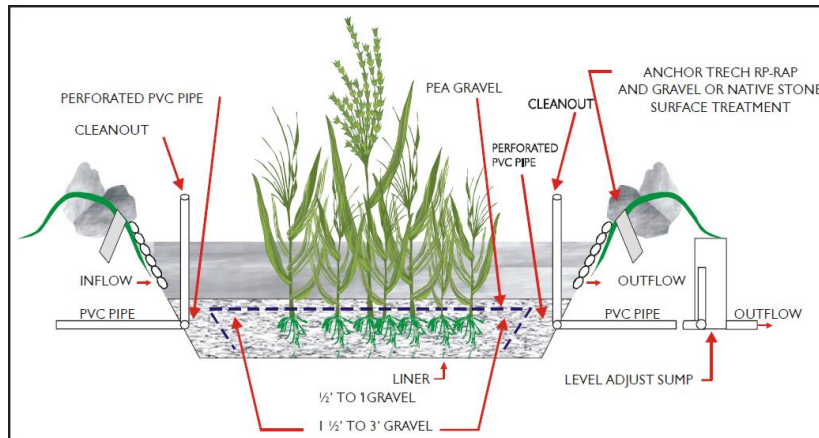


Figura 5.8 Esquema humedal de flujo subsuperficial (Llagas & Gómez, 2006).

La remoción de contaminantes en los humedales depende directamente de la relación entre los procesos químicos, físicos y biológicos del sistema diseñado.

Por un lado, la remoción física se da por acción de las esteras de las plantas, las cuales actúan removiendo los sólidos suspendidos del agua, y de manera secundaria capturando sedimentos en forma de trampa, fenómenos promovidos por la baja velocidad de flujo, y por el flujo laminar característicos de los wetlands.

La remoción biológica en los humedales se da por captación de las plantas, las que fácilmente toman los contaminantes como nitratos, amonio y fosfatos, siendo estos nutrientes esenciales para ellas. Sin embargo, la velocidad de remoción de contaminantes varía extensamente para cada especie vegetal, dependiendo también de la velocidad de crecimiento de ésta, y de la concentración del contaminante en sus tejidos.

Respecto a la remoción química, cabe destacar la importancia del proceso de absorción, que causa, ya sea una retención a corto plazo, o una inmovilización a largo plazo de varios contaminantes. La absorción química desarrollada en los wetlands implica una transferencia de moléculas cargadas positiva o negativamente, llamadas iones, desde un medio de solución acuosa hasta un medio sólido

como lo es el suelo, y ésta comprende a su vez fenómenos tanto de adsorción como de precipitación. En el proceso de adsorción, muchos componentes de las aguas residuales que se encuentran en forma de cationes, como el amonio, y la mayoría de las trazas de metales como el cobre, se someten a un intercambio catiónico, implicando la unión física de estos a las superficies de las partículas de suelo como la arcilla, o a la materia orgánica de éste. Por otro lado, la precipitación que se da en los humedales puede remover fosfatos, los cuales precipitan con óxidos de hierro y aluminio, formando minerales compuestos de fosfatos de hierro y aluminio. Complementario a esto, compuestos como el amoniaco pueden ser removidos a través de procesos de volatilización en condiciones de pH mayores a 8,5, debido a que bajo este pH el nitrógeno del amoniaco se da en formas ionizadas de amonio, el cual no es volátil (Llagas & Gómez, 2006).

Por otro lado, los **cultivos acuáticos** corresponden a una variación del humedal, en donde se incluye también la acción de las raíces de plantas flotantes, ayudando en la depuración en el tratamiento. Además, las plantas interfieren en la luminosidad, impidiendo el crecimiento de algas en la zona profunda del cuerpo de agua. Generalmente la profundidad es mayor que la de los humedales, variando de 0,5 a 1,8 m.

Para aguas con moderada carga contaminante (DBO: 240 mg l⁻¹), posee una carga hidráulica anual del orden de 6 m³ m⁻² (Moreno, 2003).

Respecto al otro grupo de sistemas naturales de tratamiento de aguas, llamados métodos de **aplicación en terreno**, la depuración se da a través de procesos químicos, físicos y biológicos, en una matriz que incluye los componentes planta, agua, suelo y matriz rocosa. De estos métodos, es posible diferenciar el de infiltración lenta, el de infiltración rápida y de flujo superficial.

El **método de infiltración lenta** corresponde básicamente a una aplicación intermitente del efluente a cultivos, vegetación o terrenos forestales. El efluente puede ser suministrado por medio de rociadores o de tubos agujereados, para que luego sea depurado a través de la filtración, la conversión biológica y la adsorción del sistema (Glynn & Heinke, 1999).

Estos en general operan en ciclos semanales, y soportan una carga hidráulica anual entre 0,5 y 6 m³ m⁻² y requiere generalmente de un pretratamiento de sedimentación primaria, una permeabilidad del suelo moderadamente baja a moderadamente alta, una profundidad mínima del agua de 1 a 1,5 m, y

una necesidad global de terreno que va desde los 0,02 hasta los 0,03 ha por cada $\text{m}^3 \text{d}^{-1}$ de agua a tratar (Moreno, 2003).

En la Figura 5.9 se expone el flujo del agua residual aplicada por este método, el cual es vertido en el suelo, de manera que este percola hacia las capas subsuperficiales, siendo depurada por el ecosistema de suelo y plantas, para posteriormente volver hacia la superficie por un fenómeno de evapotranspiración.



Figura 5.9 Esquema método de infiltración lenta (IGME)

El **método de infiltración rápida** se basa en la aplicación de aguas residuales a balsas superficiales de poca profundidad y sin vegetación, principalmente en suelos de permeabilidad alta. (Glynn & Heinke, 1999). Este sistema se adapta mejor a climas fríos, sin embargo, su potencial de remoción no es mejor que la de la infiltración lenta (Metcalf & Eddy, 1996).

Opera en ciclos de 1 a 2 días, para permitir la regeneración aeróbica de la zona de infiltración. A continuación, en la Figura 5.10 se presenta el funcionamiento del método de infiltración rápida, que se diferencia del método de infiltración lenta en el lugar de vertimiento de agua residual, siendo éste en balsas preparadas y con características específicas que permitan una infiltración de mayor velocidad con respecto al método anterior, complementándose el ciclo a través de la evapotranspiración.



Figura 5.10 Esquema método de infiltración rápida (IGME)

El **método de infiltración rápida** trabaja en general con cargas hidráulicas anuales de 6 a 125 m³ m⁻², requiere de una sedimentación primaria como pretratamiento, el uso de vegetación en el suelo es de carácter opcional, necesita una profundidad mínima de agua de 5 m, posee mayor adaptación a climas fríos respecto a los otros métodos de aplicación en terreno, y tiene una necesidad global de terreno de 0,006 ha por cada m³ d⁻¹ de agua gris que se desea tratar (IGME).

Finalmente, el **método de flujo superficial** corresponde a un sistema de tratamiento adecuado para zonas con suelos relativamente impermeables. En este método se fuerza la escorrentía de agua en suelos con vegetación y pendiente en un rango de 2 a 8%, para ser recogida por diques artificiales al finalizar su trayecto. Este opera en ciclos de horas, durante 5 a 7 días a la semana, posee un buen rendimiento de remoción con nitrógeno y trazas de metales, pero deficiente en la eliminación de fósforo. (Glynn & Heinke, 1999, Moreno, 2003). En la Figura 5.11 se muestra el sistema de flujo superficial, en donde se puede apreciar la trayectoria característica de la escorrentía superficial que sigue el agua residual, sin penetrar las capas de suelo, siendo depurada por acción directa de la vegetación hasta llegar a su colector.

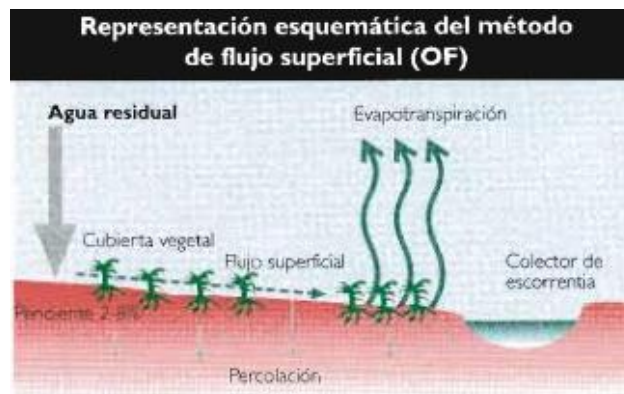


Figura 5.11 Esquema método de flujo superficial (IGME)

Este tercer método de aplicación en terreno requiere de un pretratamiento basado en la separación de sólidos, como también suelos con presencia de vegetación para su correcta depuración, pendientes comprendidas entre 2 a 8%, una permeabilidad de suelo de carácter baja complementadas con barreras impermeables, y una necesidad global de terreno de 0,01 a 0,018 ha por cada $m^3 d^{-2}$ de agua a tratar (IGME).

La utilización de alguno de estos sistemas de depuración de aguas permite obtener como producto final un flujo de agua libre de contaminantes, el cual es dispuesto, a través de tuberías, para los usos de llenado de estanques de inodoro y riego de áreas verdes del “Centro Turismo rural Los Álamos”.

5.3 Selección de alternativas

Los tratamientos utilizados para el correcto manejo de las aguas grises poseen diversas características, tanto químicas, físicas, biológicas e inclusive combinaciones de estas, cada una de estas tecnologías presenta ventajas, pero también limitaciones entre sí, lo que define su campo de aplicación.

Para realizar una correcta selección del tipo de tratamiento a diseñar, se estudiaron diversas opciones, a través de revisión bibliográfica se analizaron las ventajas y desventajas tanto en sus funcionamientos como aplicabilidad. para así poder identificar los principales factores que influyen en el proceso de selección, con el fin de que el tratamiento se ajuste a las características específicas que posee la localidad de Colliguay, el uso que se otorga a las aguas tratadas y la calidad de este efluente. En la Tabla 5.1 se hace un análisis de los factores y las variables que para la zona de estudio resultan relevantes.

Tabla 5.1 Factores y variables considerados en el proceso de selección de tecnologías (Adaptado de Bernal *et al*, Merino).

Factor	Variable
Factores climáticos	<ul style="list-style-type: none"> • Temperatura • Precipitaciones
Características del terreno	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de suelo y permeabilidad • Nivel freático • Disponibilidad de terreno • Pendiente • Permeabilidad
Objetivos de tratamiento	<ul style="list-style-type: none"> • Nivel de tratamiento • Calidad mínima deseada del efluente tratado
Factores demográficos	<ul style="list-style-type: none"> • Tamaño de la población • Demanda de agua potable

Características del agua gris	<ul style="list-style-type: none"> • Origen y composición del agua gris • Caudal del agua gris
Aspectos tecnológicos	<ul style="list-style-type: none"> • Riesgos ambientales del sistema de tratamiento • Generación de lodos • Requerimientos de energía • Facilidad de mantención y operación • Eficiencia de la tecnología • Costos de operación y mantenimiento

Para poder determinar cuál es el método que se acerca a las condiciones y requerimientos de los habitantes es que se modificaron estudios de selección de tratamiento, presentado por Merino y Pérez en el año 2010, con el fin de poder descartar diversos tratamientos que ya fueron descritos en este capítulo y así determinar cuáles no cumplen a cabalidad estas especificaciones, esta metodología se adapta a un amplio estudio de los sistemas de tratamiento, a través de bibliografía.

En la Figura 5.12 se presentan los diez pasos considerados para determinar el tratamiento:

En el primer paso se verifica si en el lugar se encuentra un sistema de agua potable y alcantarillado, dado que debido al reglamento que se promulgo este año, para realizar tratamientos a las aguas grises es necesario contar con servicios de agua potable y alcantarillado, estos pueden ser tanto públicos como privados, siendo este último el caso del centro “Los Álamos”.

El segundo paso por considerar es la recopilación de información del área de estudio, si bien no todas las variables descritas en la Tabla 5.1, son de importancias para los diversos tratamientos, ya que los sistemas considerados biológicos convencionales, funcionan en estructuras específicas, que influyen en su funcionamiento; las tecnologías naturales se ajustan a las características del terreno, condicionadas por el tipo de suelo, permeabilidad, nivel freático y pendiente.

A partir del tercer paso hasta el paso seis se puede realizar un filtro de las diversas tecnologías para el tratamiento de aguas grises, a través del Anexo 1 que determina las ventajas y desventajas que estos poseen, enfocadas principalmente en la generación de riesgos ambientales, que para el centro es clave dada su condición turística y que tiene como principal enfoque la naturaleza, en este paso los humedales superficiales y filtro percolador ya no son considerados como una opción, ya que, que en condiciones cálidas de temperatura suelen producir vectores sanitarios y olores, que afectarían

directamente a las zonas cercanas del sistema, de las cuales pueden hallarse la zona de camping, o las cabañas habilitadas.

La generación de lodos también se hace relevante para descartar tecnologías, dado que existen métodos en los cuales se generan grandes cantidades, las cuales podrían superar los terrenos disponibles, para su correcta estabilización, como es el caso de los lodos activados, caracterizado por una alta producción de estos.

Una de las variables más determinantes la selección se basó en los requerimientos energéticos que poseen los sistemas de tratamientos, es en este punto donde los métodos biológicos convencionales, tales como biodisco, biorreactor de membrana, reactor discontinuo secuencial, se hacen insostenibles en el área de estudio, ya que, en lugar se prima la reducción de los consumos de energía.

Para el caso de operación y mantención se desea que el tratamiento pueda ser controlado por las mismas personas que residen en el centro.

De cumplir con los pasos anteriores, el paso siete procede a realizar una matriz de selección con los tratamientos óptimos para el “Centro Turismo Rural Los Álamos”.

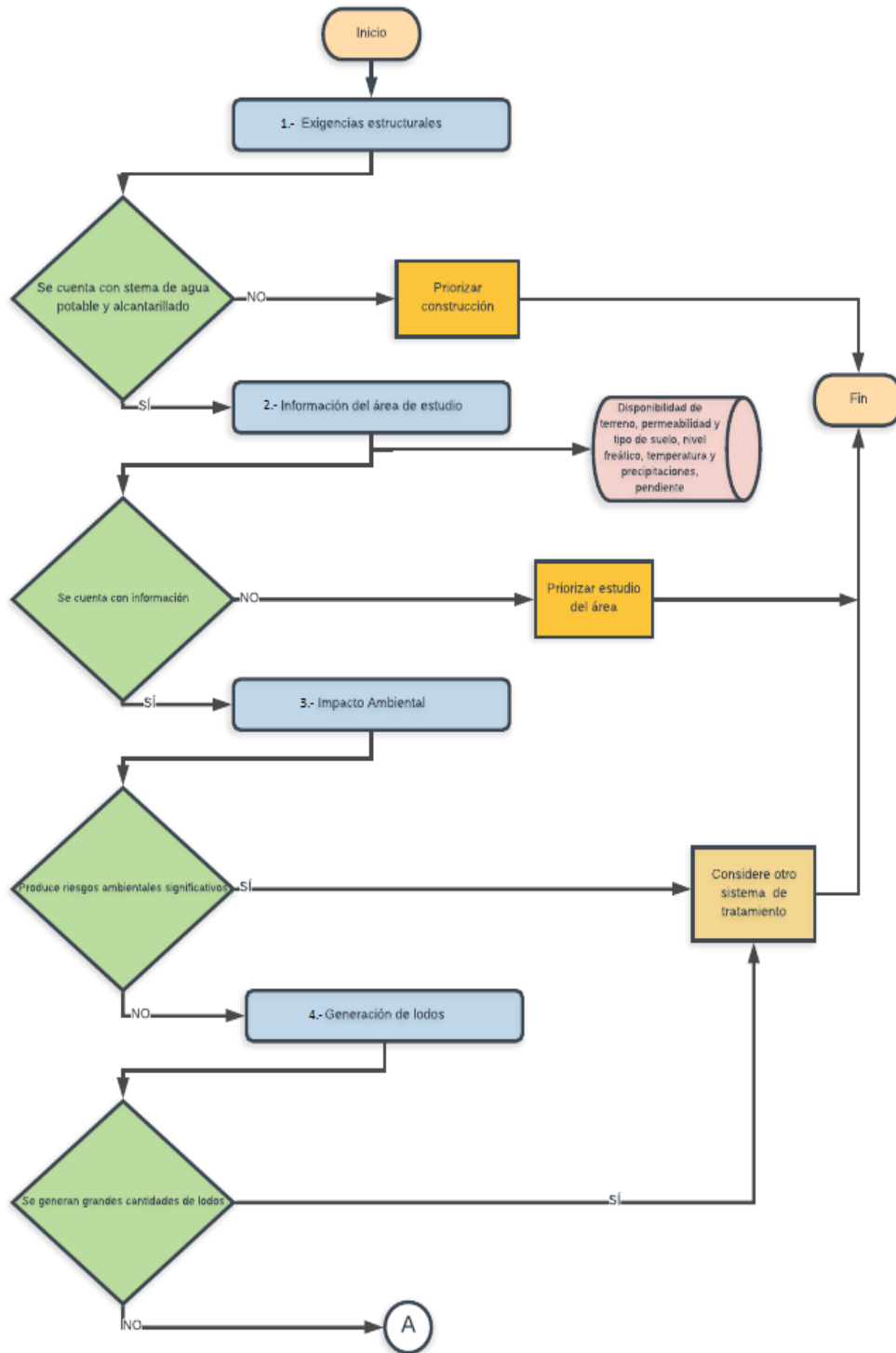
Como se mencionó anteriormente, a partir del paso siete los sistemas que cumplan con los requerimientos entran a la matriz de decisión. Estos sistemas de depuración de aguas grises serán:

- Escorrentía superficial (ES)
- Infiltración rápida (IR)
- Infiltración lenta (IL)
- Humedal subsuperficial (HSS)

En el paso ocho se evalúan las diversas variables que influyen a la hora de seleccionar un tratamiento natural. Tales como, las exigencias ambientales, referidas a los rangos de temperatura y precipitación, permeabilidad del suelo, nivel freático y espacios requeridos a la que estos funcionan.

El paso nueve se refiere a las eficiencias de remoción que presentan los diversos tratamientos, enfocadas a los SST, DBO y Coliformes fecales.

Para terminar con una evaluación general de los costos, tanto los de inversión como los de mantención y de esta manera seleccionar el tratamiento adecuado para el “Centro Turismo Rural Los Álamos”.



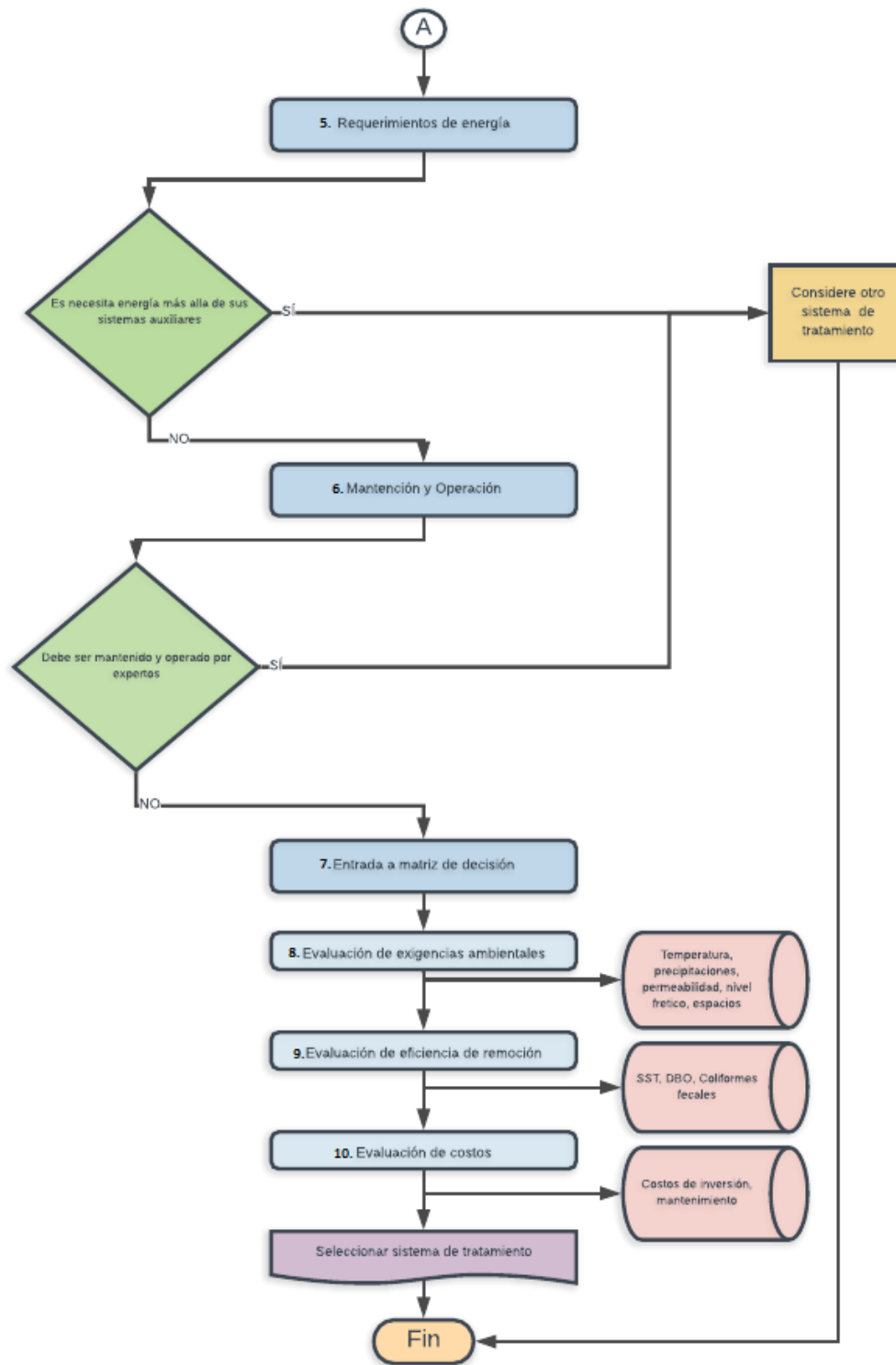


Figura 5.12 Algoritmo de selección de tratamiento. (Adaptado de Merino y Pérez, 2010)

5.3.1 Matrices de evaluación

A partir de diversos criterios de selección, se realizó la matriz, presentada en “Estudio y Selección de tecnologías de tratamientos de aguas residuales domesticas”, elaborada por Merino en el año 2010. Se realizó una comparación entre los diversos tratamientos. La ponderación escogida tiene una valoración de 1 a 5, contemplando las situaciones aptas y no aptas. Todo esto con el fin de seleccionar el tratamiento que alcance la mayor puntuación, las tablas con los respectivos valores se pueden encontrar en el Anexo 2.

A continuación, se detallan las variables escogidas para someterlas a la matriz de selección:

Temperatura

La temperatura es un factor influyente en los sistemas de tratamiento de aguas, debido principalmente al efecto que tiene en las características físicas y químicas del agua en sí. Los aumentos de temperatura en el agua producen una disminución en la solubilidad del oxígeno en ésta. A su vez, la disminución del oxígeno disuelto del agua tiene un efecto perjudicial para el desarrollo de la vida aerobia, la cual muchas veces tiene un rol fundamental en los sistemas de tratamientos de aguas. Paralelo a esto, un aumento en la temperatura acelera el metabolismo de los microorganismos, sin embargo, hasta un cierto límite, ya que, a temperaturas excesivamente altas, tiene un efecto similar a la pasteurización, dando índices de mortalidad en los microorganismos (Scodelaro, 2012).

Las temperaturas medias para el Valle de Colliguay durante las épocas estivales de los últimos años se encuentran dentro del rango entre los 17 y los 22°C, sin embargo, durante las horas de mayor exposición solar, pueden alcanzarse fácilmente los 30°C, e inclusive registrándose máximas de 33°C hasta una vez por semana (The Weather Company, 2018).

Precipitaciones

Las precipitaciones, definidas como la caída de lluvia sobre el suelo, pueden tener efectos negativos en los sistemas de tratamiento principalmente naturales. Los suelos que contienen plantas depuradoras pueden saturarse por medio de las precipitaciones, si estas poseen una frecuencia muy alta, limitando la acción de depuración de las aguas residuales que entran al sistema (Merino, 2010).

Permeabilidad

La permeabilidad del suelo es una variable que define los límites de gran cantidad de sistemas de tratamiento de aguas servidas, debido a que de éste depende cual es la aplicabilidad que se le puede dar al suelo, en el cual muchas veces se da la depuración física y biológica de sistemas de tratamiento naturales, en donde se aprovecha la alta permeabilidad de éste. Por otro lado, una baja permeabilidad deja a disposición una diversa gama de alternativas, ya que en este medio se evita la penetración de las aguas a tratar hacia acuíferos subterráneos, sin la necesidad de implementar barreras impermeables artificiales (Bernal, 2003).

Los suelos del valle de Colliguay pertenecen a la denominada serie de Lo Vásquez, que se caracterizan por estar derivados de rocas graníticas muy ricas en cuarzo, ligeramente profundos, de textura franco arcillo arenosa. Estos poseen un buen drenaje, una permeabilidad baja y un escurrimiento superficial rápido. Por otro lado, estos suelos tienen una alta susceptibilidad a la erosión, y poseen una baja retención de nutrientes y suministro de potasio. (Heidke & Merino, 2007).

Nivel freático

El nivel freático, corresponde al nivel en el cual el subsuelo siempre se encuentra inundado con agua, medido en profundidad en donde el agua no aflora a la superficie, y este varía estacionalmente según las precipitaciones y la extracción de agua por acción humana (Convención Ramsar, 2012). En general, este valor limita la profundidad de los sistemas de tratamiento de aguas, pero aplicado a cualquier sistema, se exige como requisito que el nivel freático se encuentre por sobre 2 metros de profundidad, para asegurar que no exista contaminación de acuíferos con aguas crudas en tratamiento (Rogel, 2010).

En el centro los “Los Álamos”, existe un pozo de 26 metros de profundidad del cual se extrae agua diariamente para abastecer distintos servicios durante todo el año. Este pozo fue construido por la empresa “Percage Perforaciones” durante el mes de Febrero del año 2018, y se ubica próximo a la entrada vehicular del centro. Gracias a la construcción de este, es que se tiene un acercamiento al nivel freático del lugar, en donde, según funcionarios de la empresa, se sabe que el nivel del agua en el acuífero, medido desde el fondo del pozo, alcanza aproximadamente los 17 metros de altura, por lo que el nivel freático del sitio corresponde a la diferencia entre la profundidad del pozo y el nivel del agua, siendo este valor un aproximado de 9 m de profundidad. A pesar de que el nivel freático

disminuye a medida que se aproxima a un curso de agua superficial, como lo es el estero Puangue, en las áreas habilitadas para la construcción de un sistema de tratamiento de aguas grises se puede considerar que no varía en más o menos de 2 m respecto al nivel freático del pozo, ya que la cota de altura entre estos sitios respecto al mismo tampoco varía más de 2 m, ni tampoco existe un acercamiento significativo a la ladera principal del estero, ya que se comienza a descender en el sector de camping.

Disponibilidad de terreno

El área disponible para emplazar una tecnología es considerada una de las principales variables de decisión, ya que esta puede limitar la implementación de algún sistema natural (Merino, 2010). Para el caso de Colliguay, se consideran tentativos 4 escenarios que se pueden ver en la Figura 4.1.

Pendiente

La pendiente de un terreno, referida a la inclinación que este posee, es un factor del cual los sistemas de tratamiento de aguas hacen uso, con el fin de forzar el flujo de aguas crudas por la fuerza gravitacional, a través de la superficie del sistema en sí. De esta manera, la pendiente define la posible erosión que puede sufrir la superficie, y la velocidad con la cual el agua fluye por el terreno (Merino, 2010). Cabe destacar que, aun que las pendientes pueden ser modificadas según la necesidad requerida por un sistema, esta modificación requiere de mayores gastos económicos derivados a la utilización de maquinaria pesada y mano de obra, por lo que es de mayor conveniencia aprovechar la topografía natural de la zona en que se emplaza un sistema de tratamiento de aguas.

En el centro “Turismo rural Los Álamos”, a pesar de que las pendientes, debido a la topografía del terreno, varían considerablemente entre un lugar a otro, se consideran sólo las pendientes medias de los espacios que se encuentran disponibles para la construcción del sistema de tratamiento de aguas grises. Como puede apreciarse en la Tabla 4.1, entre los cuatro terrenos disponibles, se diferencian dos tipos de pendientes. En primer lugar, para los espacios a y b, se observan pendientes suaves, en el rango entre 3 y 5° aproximadamente, mientras que para los espacios c y d, pendientes moderadamente fuertes, que varían aproximadamente entre los 14 y 16°.

Eficiencia de la tecnología

Dentro de la gran variedad de sistemas de tratamientos de aguas, encontramos eficiencias representativas para cada uno de éstos, eficiencias que se relacionan a la remoción de contaminantes que los tratamientos pueden lograr a través de fenómenos físicos, químicos y/o biológicos. Debido a que las concentraciones de los contaminantes de las aguas varían según el origen que esta tiene, sea industrial, doméstico u otro, es que los sistemas a utilizar deben ser seleccionados con el fin de lograr una correcta depuración de estos, priorizando generalmente los que puedan significar un riesgo en la salud de las personas o en el medioambiente en sí.

Para determinar la variable en la localidad de Colliguay se toma como referencia la normativa nacional, que establece exigencias mínimas que deben tener, según el uso que se les desee dar. Es por esto, que se detalla en la Tabla 5.2 los requerimientos establecidos en el “Reglamento de reutilización de aguas grises” de la Ley 21.075 según su uso.

Tabla 5.2 Límites máximos permisibles de aguas grises tratadas según uso.

Parámetro	Unidad	Reglamento aguas grises			
		Uso urbano	Riego superficial	Riego subsuperficial	Riego ornamental
DBO ₅	mg/l	10	30	240	70
SST	mg/l	10	30	140	70
Coliformes fecales	UFC/100 ml	10	200	1000	1000
Turbiedad	UNT	5	10	-	30
Cloro libre residual	mg/l	0,5 - 2	0,5 - 2	-	-

Para términos de este tratamiento, los contaminantes de mayor significancia para la depuración son elementos que comúnmente se hallan en las aguas grises, y que pueden significar un peligro para la vida microbiana y vegetal, como lo son los residuos de sal, cloro y sustancias jabonosas, provenientes de los productos de limpieza. (Duttle, 1990). Las grasas y aceites son elementos que también se hallan en las aguas grises, principalmente debido a el lavado de vajillas y utensilios de cocina que poseen restos de comida, sin embargo, en el resto de los aparatos sanitarios de aguas grises el porcentaje de

estos contaminantes es menor. Otros contaminantes y características de las aguas grises se exponen en la Tabla 5.3, detectados en los distintos aparatos sanitarios de un domicilio.

Tabla 5.3 Características de las aguas grises según su origen. (Adaptado de Duttie, 1990)

Fuente de agua	Características
Lavadora automática	Lejía, espuma, alto pH, agua caliente, nitratos, aceites y grasas, demanda de oxígeno, fosfatos, salinidad, jabones, sodio, sólidos suspendidos y turbiedad.
Tinas y duchas	Bacterias, cabello, agua caliente, olores, aceites y grasas, demanda de oxígeno, jabones, sólidos suspendidos y turbiedad.
Lavamanos y lavaplatos	Bacterias, restos de comida, agua caliente, olores, aceites y grasas, materia orgánica, demanda de oxígeno, jabones, sólidos suspendidos y turbiedad.

Costos de operación y mantenimiento

Se refiere principalmente a los costos por la construcción y puesta en marcha del sistema de tratamiento de aguas grises, incluyendo también los materiales, mano de obra, equipos menores y transporte. Cabe mencionar que los valores para esta sección son considerados a través de bibliografía y de manera general para los diversos tratamientos a estudiar.

La selección del tratamiento natural de aguas grises fue realizada a partir de una puntuación para los diversos criterios de manera objetiva, garantizando que la tecnología seleccionada se ajuste a las características del “Centro Turismo Rural Los Álamos”. En la Tabla 5.4, se presenta la valoración final y en la cual se puede apreciar la tecnología que presenta la mayor puntuación.

Tabla 5.4 Matriz de decisión

Variable	Tecnología			
	IR	IL	ES	HSS
Temperatura	3	3	3	3
Precipitaciones	5	1	1	1
Permeabilidad	1	1	5	5
Superficie necesaria	1	1	1	5
Profundidad Nivel Freático	5	1	5	5
Pendiente	5	1	5	5
Remoción de SST (%)	5	5	5	5
Remoción de DBO (%)	5	5	5	5
Coliformes fecales	5	5	5	5
Coste por habitante	3	1	5	3
Total	38	24	40	42

6. Balance de Masa y Energía

A través de la ley de conservación de masa y energía se hace posible identificar las entradas y salidas que se generan en el sistema, con el fin de realizar una estimación previa de los cálculos de diseño y costos de los equipos que se ve con más detalle en capítulos posteriores.

6.1 Balance de Masa

Para la realización de este balance se consideraron entradas como las aguas grises proveniente de los distintos sectores del centro, más la precipitación que se genera producto de las condiciones climáticas de la localidad. Para el caso de las salidas, la evapotranspiración presente en el sistema de tratamiento es un factor que considerar para así poder identificar el flujo volumétrico de aguas grises depuradas, las cuales serán utilizadas para los fines que se estimen convenientes.

6.1.1 Balance de Masa Aguas Grises

Las fluctuaciones de personas que, residen, hospedan o visitan diariamente el lugar, varían constantemente durante los 12 meses del año, dándose distintos comportamientos oscilatorios relacionados tanto a peaks durante los fines de semanas y festivos, como también, a mayor escala, a oscilaciones entre los meses de temporadas altas y bajas. De este comportamiento, es posible identificar dos situaciones de mayor representatividad, siendo la época de verano, y la época correspondiente al resto de las estaciones del año. De las dos situaciones representativas, la primera es en la cual, al existir mayor cantidad de gente, posee una mayor necesidad de un sistema de tratamiento, ya que es en ella donde se generan mayores cantidades de aguas grises, las que actualmente son destinadas hacia el sistema común de disposición de aguas residuales.

Dentro de las formas en que se generan aguas grises en el centro “Los Álamos”, se identifican dos tipos de generación, clasificados según la intensidad del uso de los aparatos sanitarios del lugar.

Por un lado, en la situación A, se considera a las personas que, dada su condición de huéspedes de las zonas de camping, huéspedes de cabañas, y residentes permanentes del centro, hacen uso de las instalaciones sanitarias durante las 24 horas del día, generándose así una mayor cantidad de aguas grises, dado también por el uso de una mayor cantidad de artefactos sanitarios, como los lavamanos, duchas y lavadoras.

La situación B, incluye a las personas que visitan las instalaciones, durante el día pero que no pernoctan en él. El grupo se compone de visitantes a los restaurantes y a los trabajadores de estos, generando principalmente aguas grises a partir de los lavamanos.

Identificando los diversos escenarios, es que se procede a realizar los cálculos de generación de aguas grises para cada una de las situaciones.

Situación A

En la época de verano, la cual concentra la mayor cantidad de visitantes para las zonas de hospedaje, presenta cifras en los registros de visitas que se acercan en reiteradas ocasiones a la capacidad máxima establecida, tanto para la zona de camping como para las cabañas. Sin embargo, para conocer más a fondo el número real de personas que visitan el centro durante la época estival se utiliza como patrón el registro las visitas del “Centro Turismo Rural Los Álamos” correspondiente a la temporada de verano 2017-2018, como se puede apreciar en la Figura 6.1, en la cual se expone la cantidad de visitantes de la zona de camping y de las cabañas, para cada uno de los días de los meses de Enero y Febrero del año 2018.

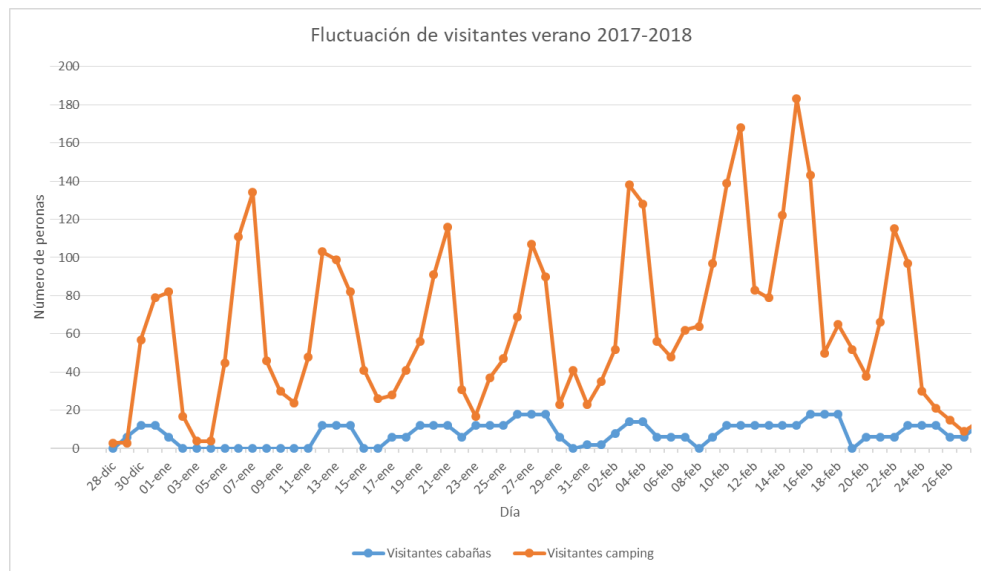


Figura 6.1 Gráfico de fluctuación de visitantes en el centro turismo rural Los Álamos.

De este gráfico es posible identificar el número máximo de visitantes que hospedaron en el camping y cabañas durante un mismo día, donde con fecha 15 de Febrero del año 2018, se concentró una cantidad total de 195 personas.

A estas cifras, para cada uno de los días del periodo de tiempo analizado, se le debe agregar también gente que, en su condición de residentes del lugar, durante el día hace uso de los aparatos sanitarios, siendo estos un total de 3 personas, dando así un total de 198 habitantes para el día de mayor actividad conocido.

Sin embargo, a partir del total de habitantes que reside el centro durante las épocas estivales, es posible diferenciar dos distintos tipos de usuarios, los cuales, según sus requerimientos, consumen en promedio distintas cifras de agua potable en unidades de volumen por día.

Por un lado, personas que hospedan en zonas de campamento de verano pueden alcanzar consumos de $210 \text{ l campista}^{-1} \text{ dia}^{-1}$ (DGA, 2005). Mientras que, por otro lado, el consumo promedio de agua de una persona que habita en los inmuebles residenciales del centro, tanto en cabañas y residencial, se puede asociar al consumo medio de un cliente de la empresa sanitaria ESVAL S.A., empresa encargada de la distribución de agua potable y tratamiento de aguas servidas en la región de Valparaíso, consumo que, en épocas estivales, alcanza cifras de $189 \text{ l habitante}^{-1} \text{ dia}^{-1}$ (SISS, 2008).

En este punto, conociendo ambos factores ya mencionados, se puede determinar el consumo de agua potable por habitantes, a través de la sumatoria del producto entre el número de personas y su respectivo consumo medio de agua, según el tipo de usuario, expresado a continuación:

$$\text{Consumo AP habitantes} = \sum n^{\circ} \text{ personas} \times \text{consumo medio de usuario} \quad (6.1)$$

Donde:

N° personas= Personas registradas en el sector de camping, y huéspedes en cabañas y residentes.

Consumo medio de usuario= Siendo $210 \text{ (l persona}^{-1} \text{ dia}^{-1})$ para la zona de camping y $189 \text{ (l persona}^{-1} \text{ dia}^{-1})$ para huéspedes de cabañas y residentes.

De la Ecuación 6.1 anterior se pueden obtener las fluctuaciones de la demanda de agua potable por habitantes para la época de verano 2017-2018 del centro “Los Álamos”, considerando a las 3 personas que residen permanentemente en el centro dentro del consumo por residentes en conjunto con los huéspedes de cabañas, las cuales se aprecian en la Figura 6.2, en donde grafica el consumo diario de agua potable, tanto para el sector de camping como para el sector de residentes.

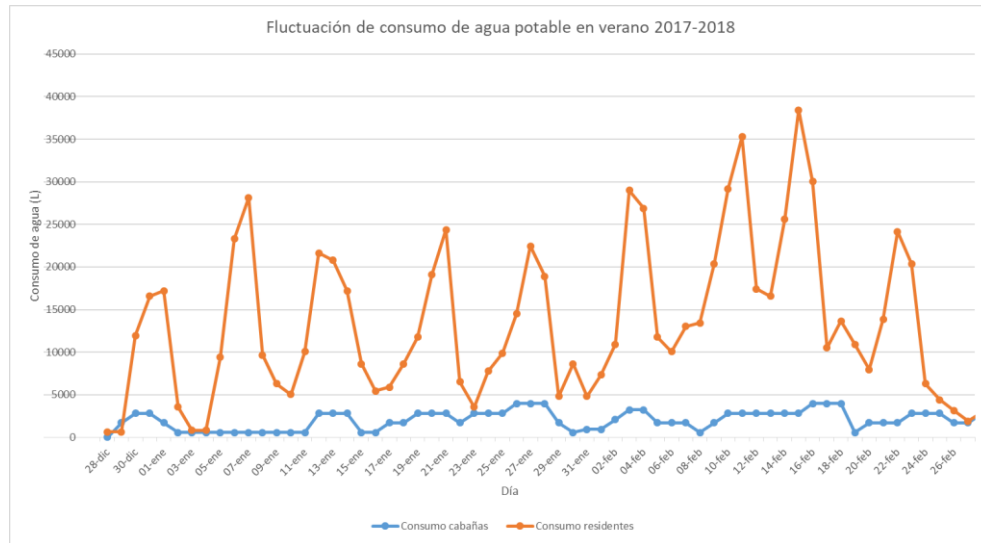


Figura 6.2 Gráfico de fluctuaciones del consumo de agua potable en el centro “Los Álamos”

En la Figura 6.2 es posible destacar que el consumo máximo diario por habitantes, dado por la suma de los consumos de los sectores ya mencionados, fue el día 15 de Febrero del año 2018, con un estimado de 42210 l de agua potable.

Seguidamente, conociendo las cifras del caudal de agua potable consumida por los habitantes en el centro “Los Álamos” en la época de verano, es posible determinar el caudal de aguas residuales, y consecutivamente de agua grises, que son generadas en las instalaciones sanitarias, de la zona de camping, cabañas y residencial.

Para efectos de cálculo, existe una relación de volúmenes entre el agua consumida y las aguas residuales generadas, que varía según la zona y los usos de agua que existen en el lugar, sin embargo, se cumple siempre que el caudal de aguas residuales generadas es menor al caudal de agua potable suministrada. Esta relación está dada por un factor denominado coeficiente de retorno (C), el cual tiene su justificación en las pérdidas asociadas a actividades de riego, abrevado de animales, limpieza de viviendas y otros usos externos que se dan en una población (OPS, 2005). Se estima que, del agua

potable suministrada a una comunidad, entre el 60 y el 85% se descarga en forma de aguas residuales (Martín *et al*, 2006). Este valor varía ampliamente entre distintos países y regiones, sin embargo, para cuando no existen estudios locales sobre el factor de retorno, se recomienda utilizar valores entre 0,8 y 0,85. A pesar de esto, para el diseño del sistema de tratamiento de aguas grises en el centro “Los Álamos” se utilizará un factor de retorno de 0,7, debido a la intensidad en las acciones de riego que se realizan en el lugar, principalmente en áreas reforestadas con especies nativas, jardines ornamentales y el vivero instalado, lo cual disminuye en gran medida la cantidad de agua que ingresa diariamente al sistema de disposición de agua residuales.

De esta manera, se puede determinar un caudal medio de aguas residuales generadas por los habitantes a través de la siguiente ecuación, estando definida por el producto entre el factor de retorno designado, la población para cada día registrado, y el consumo medio por persona, todo esto dividido por el número de segundos que hay en un día (OPS, 2005).

$$Q_{med\ AR\ habitantes} = \frac{C \times P \times C_{med}}{86400\ s\ d^{-1}} \quad (6.2)$$

Donde:

$Q_{med\ AR\ habitantes}$ = caudal medio de aguas residuales generado por habitantes ($l\ s^{-1}$).

C= coeficiente de retorno, equivalente a 0,7.

P= población diaria registrada (personas).

C_{med} = consumo medio por persona ($l\ personas^{-1}\ d^{-1}$), siendo 210 para la zona de camping y 189 para cabañas y residenciales.

Sin embargo, debido a que se designaron dos cifras para el consumo medio según si habita en la zona de camping o en la zona residencial y cabañas, se puede descomponer la fórmula en la siguiente ecuación:

$$Q_{medAR\ habitantes} = \frac{C (P1 \times C_{med1} + P2 \times C_{med2})}{86400\ s\ d^{-1}} \quad (6.3)$$

De esta manera, es posible conocer los caudales medios de aguas residuales generadas. A pesar de esto, cabe destacar que, de las aguas residuales totales, entre un 60 y 70% corresponden a aguas grises, por lo que, multiplicando este caudal medio de aguas residuales por una cifra fraccional representativa de aguas grises, que en este caso será 0,66, podemos obtener el caudal medio de aguas grises (Franco, 2007), como puede apreciarse en la ecuación mostrada:

$$Q_{medAG \text{ habitantes}} = Q_{medAR \text{ habitantes}} \times 0,66 \tag{6.4}$$

Sin embargo, diversos estudios han analizado la composición de las aguas grises que entran a un sistema de alcantarillado de una vivienda, según el aparato sanitario en los cuales se origina con mayor o menor intensidad, la cual se expone en la Figura 6.3.

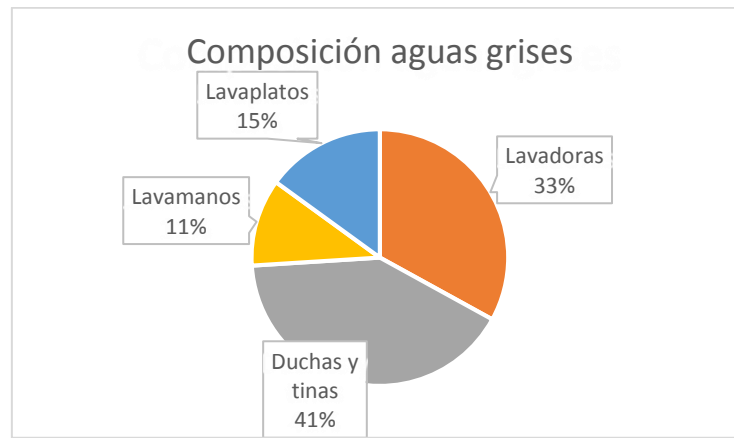


Figura 6.3 Gráfico de torta de composición promedio de las aguas grises (Franco, 2007)

Según los requisitos de la Ley 21.075, para los sistemas de reutilización de aguas grises a aprobarse, no debe contemplarse el tratamiento de aguas grises originadas en lavaplatos, debido a su alta carga orgánica. La fracción de estas aguas corresponde en promedio a un 15% del total de las aguas grises, por lo que, se puede obtener una nueva ecuación corregida de caudal medio de aguas grises como se muestra en la siguiente ecuación, agregando el factor de la diferencia que define el porcentaje restante de aguas grises sin considerar los lavaplatos, a la Ecuación 6.4.

$$Q_{medAG \text{ habitantes}}' = Q_{medAR \text{ habitantes}} \times 0,66 \times 0,85 \tag{6.5}$$

De las ecuaciones descritas anteriormente, se obtienen las variaciones de caudal medio de aguas residuales y aguas grises generadas por los habitantes del centro, expuestas en la Figura 6.4.

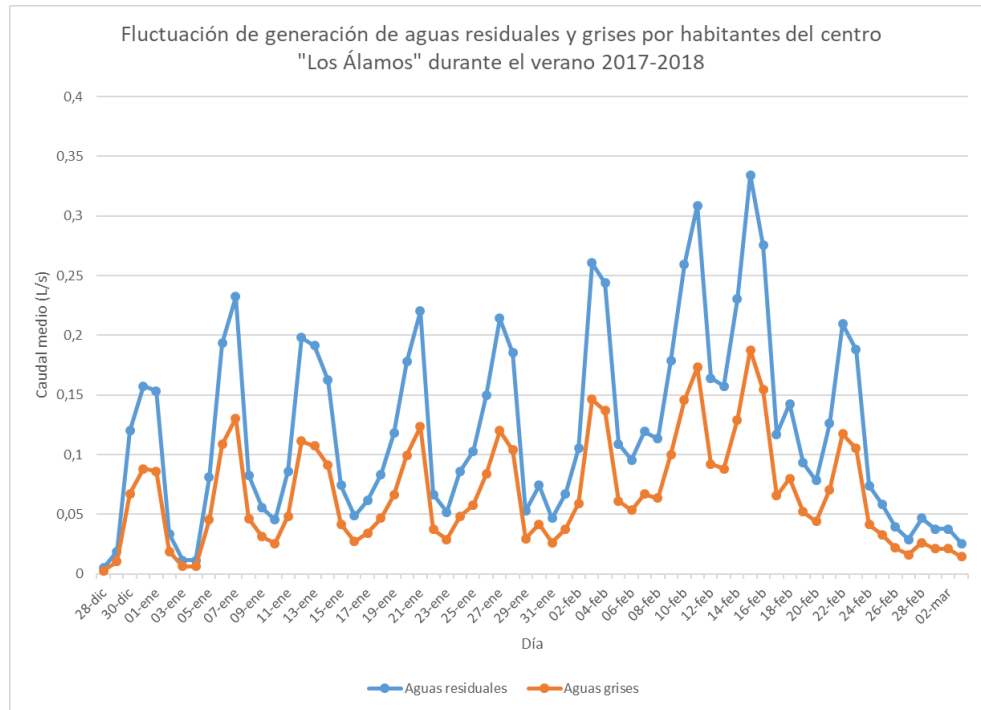


Figura 6.4 Gráfico de fluctuaciones de caudal medio de aguas residuales y grises generadas por habitantes.

De esta manera, se conoce el caudal medio de aguas grises que, a partir de los aparatos sanitarios usados por huéspedes de camping y cabañas, y residentes, entra al sistema de tratamiento.

Situación B:

Para conocer la cantidad de aguas grises que son generadas en términos de restaurantes, es necesario detallar la cantidad de gente que visita cada uno de los restaurantes, ya sea en calidad de cliente o de trabajador, como también el consumo de agua promedio que se da por cada persona, para posteriormente definir la cantidad de aguas grises que se generan en este sector.

El primer restaurante, denominado restaurante A, dedicado a la venta de platos de comida típica de la zona, lleva en sus registros la cantidad de personas que atiende diariamente. De este registro, es posible graficar el número de clientes por cada día de la temporada verano 2017-2018, el cual se expone en la Figura 6.5, en donde se puede ver el comportamiento de las fluctuaciones de los visitantes que recibe.

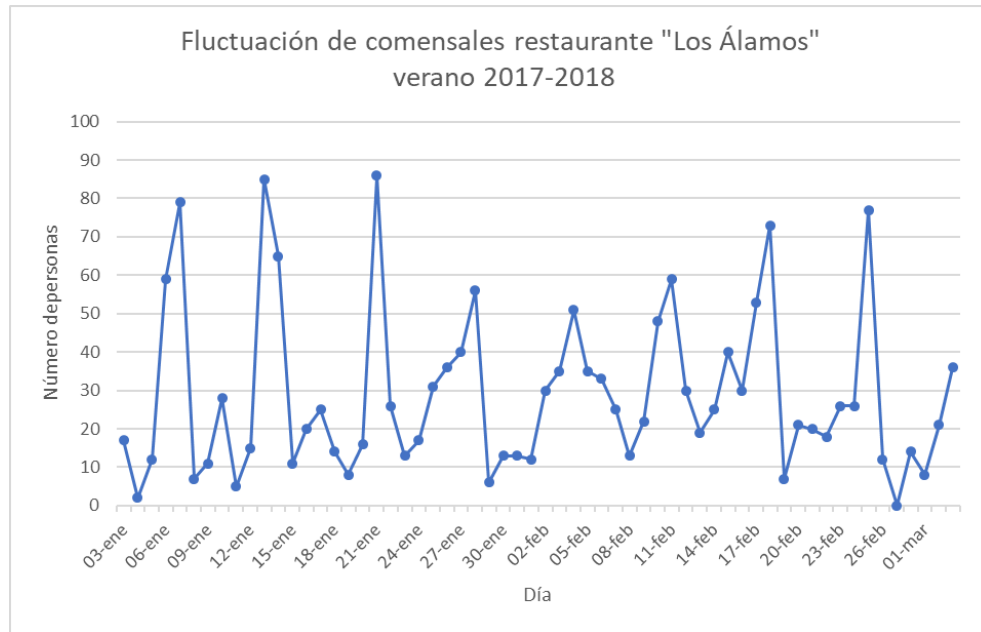


Figura 6.5 Gráfico de fluctuaciones de clientes del restaurante “Los Álamos”

De este gráfico se puede rescatar la forma y comportamiento en el que personas visitan el restaurante A, dándose los días de mayor intensidad los fines de semana, siendo el 21 de Enero el día en que se registró la mayor cantidad de gente, con un total de 86 clientes.

Por otro lado, para el restaurante B, perteneciente a la tienda de abarrotes, en la situación de mayor actividad, se sabe que la cantidad de clientes durante la temporada de verano suele alcanzar a llenar 1,5 veces el comedor durante un fin de semana, respecto a su capacidad máxima. De esta manera, como se muestra en la ecuación a continuación, se puede determinar la cantidad de clientes del restaurante B para el día de mayor actividad, a través del producto entre la capacidad máxima del sitio y la cantidad de veces que se llena durante el peor caso, dividido en la cantidad de días que tiene un fin de semana.

$$N^{\circ} \text{ clientes restaurante B} = \frac{\text{capac max} \times n^{\circ} \text{ llenados}}{2 d} \tag{6.6}$$

Donde:

Capac max= Capacidad máxima del restaurante, siendo de 50 clientes.

N° llenados= Siendo 1,5 veces.

Reemplazando los valores conocidos en la Ecuación 6.6:

$$N^{\circ} \text{ clientes restaurante B} = \frac{50 \text{ clientes} \times 1,5}{2 \text{ d}}$$

$$N^{\circ} \text{ clientes restaurante B} = 37,5 \text{ clientes } d^{-1}$$

Redondeando esta cifra, tenemos una cantidad de 38 clientes que visitan el restaurante B durante el día de mayor actividad.

Debido a que no se tiene registro de los visitantes diarios del restaurante B, es que se puede hacer una proporción entre ambos restaurantes, asumiendo que el comportamiento de las fluctuaciones de ambos es equivalente. Para esto, la proporción está determinada según la situación de mayor actividad de ambos, y se calcula, como puede apreciarse en la siguiente ecuación, a través de la cantidad máxima de clientes del restaurante B, multiplicado por 100, y todo esto dividido por la cantidad máxima de clientes del restaurante A.

$$\text{Proporción restaurantes} = \frac{n^{\circ} \text{ max clientes restaurante B} \times 100}{n^{\circ} \text{ max clientes restaurante A}}$$

(6.7)

Reemplazando los valores descritos anteriormente:

$$\text{Proporción restaurantes} = \frac{38 \text{ clientes} \times 100}{82 \text{ clientes}}$$

$$\text{Proporción restaurantes} = 46,34$$

Esta proporción está asociada a la intensidad de clientes que recibe el restaurante B con respecto al restaurante A, por lo que, agregando esta proporción en forma fraccional a las fluctuaciones del restaurante A, expuesta en la Figura 6.5, es posible determinar las fluctuaciones totales de clientes para ambos restaurantes. Adicionalmente, debe sumarse a la ecuación un total de 5 personas, que corresponden a los trabajadores de ambos restaurantes, asumiendo que utilizan de la misma manera que los clientes los aparatos sanitarios de aguas grises, como se muestra en la ecuación a continuación:

$$N^{\circ} \text{ clientes total restaurantes} = N^{\circ} \text{ clientes restaurante A} \times (1 + 0,4634) + 5 \text{ personas}$$

(6.8)

Utilizando esta ecuación es posible graficar, como se ve en la Figura 6.6, las fluctuaciones de personas totales que visitaron diariamente ambos restaurantes, para el periodo de verano 2017-2018 del centro.

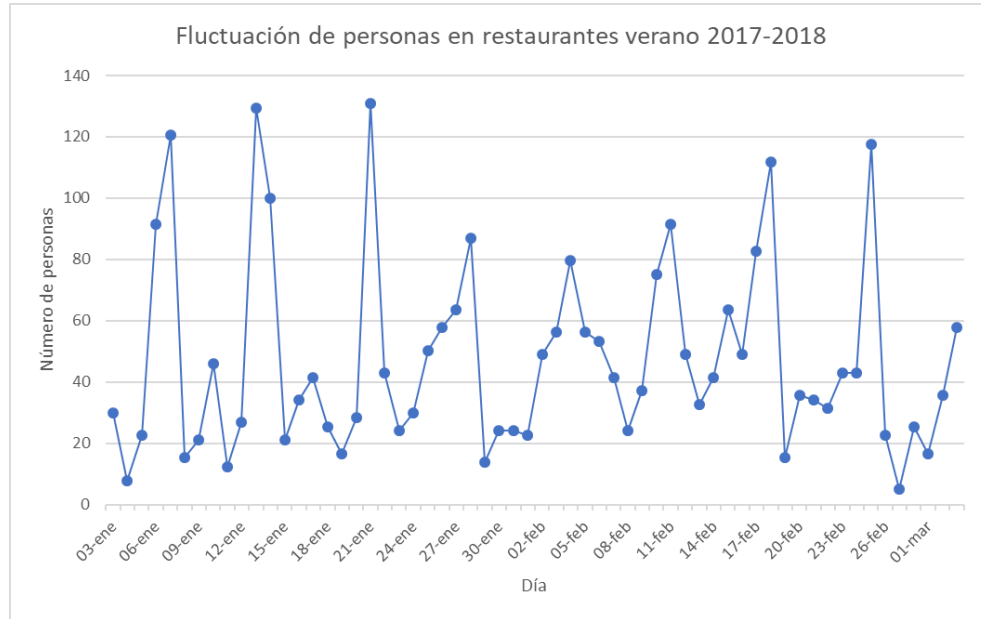


Figura 6.6 Gráfico de fluctuaciones de personas de los restaurantes A y B.

Para efectos de cálculos, se asume que cada cliente y, por lo tanto, cada trabajador que permanece en alguno de los dos restaurantes realiza en promedio una única vez la acción de lavado de manos. Mientras que, por otro lado, se sabe que, por cada acción de lavarse las manos, la cantidad de agua potable que se consume, y por lo tanto aguas grises que se generan, está en un rango entre 2 a 18 l por acción (SISS, 2009), por lo que se considerará un promedio de 10 l de agua por cada lavado de manos.

De esta manera, se puede determinar el caudal medio de aguas grises generadas por los restaurantes, como puede apreciarse en la ecuación descrita a continuación, mediante el producto entre la cantidad de personas de ambos restaurantes, la cantidad de veces que se realiza la acción de lavado de manos, y la cantidad de aguas grises que se genera por cada acción, dividido por la cantidad de segundos que posee un día.

$$Q_{medAG\ restaurantes} = \frac{n^{\circ} clientes \times n^{\circ} acciones \times Q_{med\ lavado\ de\ manos}}{86400\ s\ d^{-1}}$$

(6.9)

Donde:

N° de acciones= considerando 1 acción persona⁻¹ d⁻¹.

Q_{med} lavado de manos= considerando 10 l acción⁻¹.

Reemplazando en la ecuación los números de las fluctuaciones de personas que permanecen o visitan ambos restaurantes, se obtiene, como se aprecia en la Figura 6.7, un nuevo gráfico del caudal medio de aguas grises que se generaron durante la temporada de verano 2017-2018 en los restaurantes del centro.

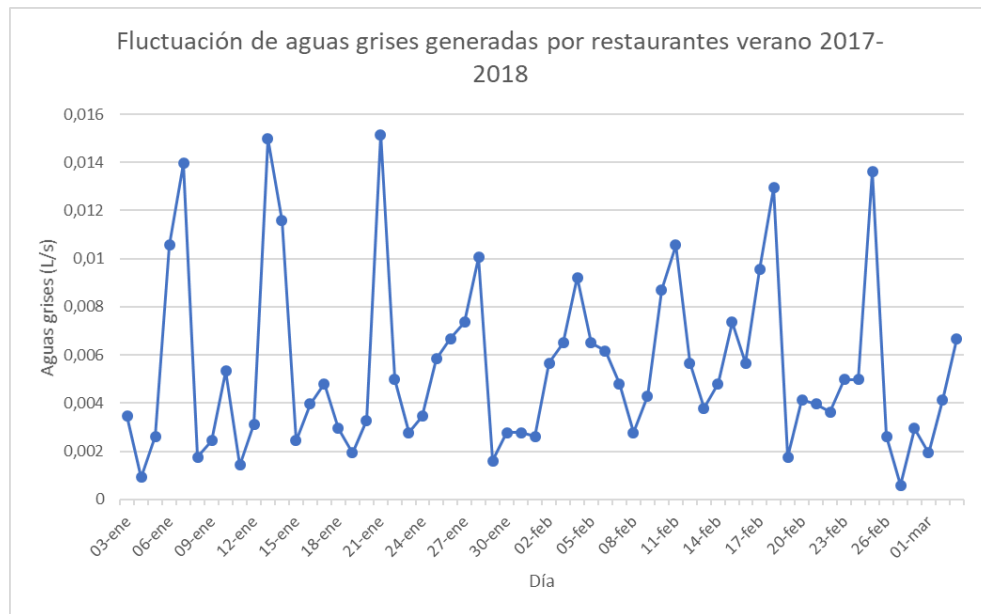


Figura 6.7 Gráfico de fluctuaciones de aguas grises generadas en los restaurantes A y B.

De este gráfico se puede destacar que el día en que se generó un mayor caudal medio de aguas grises fue el día 21 de Enero del año 2018, con un caudal medio aproximado de 0,015 l s⁻¹.

Situación global

Finalmente, sumando los caudales medios de aguas grises generados tanto por hospedaje como por los restaurantes, se obtiene el caudal medio global de aguas grises generados en el centro “Los Álamos”, expuesto en la siguiente ecuación.

$$Q_{med\ AG\ global} = Q_{med\ AG\ habitantes'} + Q_{med\ AG\ restaurantes}$$

(6.10)

Juntando ambos gráficos previamente expuestos de los caudales medios de aguas grises generadas tanto por habitantes como por los restaurantes, se puede obtener, como se ve en la Figura 6.8, las fluctuaciones de caudal medio de aguas grises globales para todo el centro “Los Álamos”.

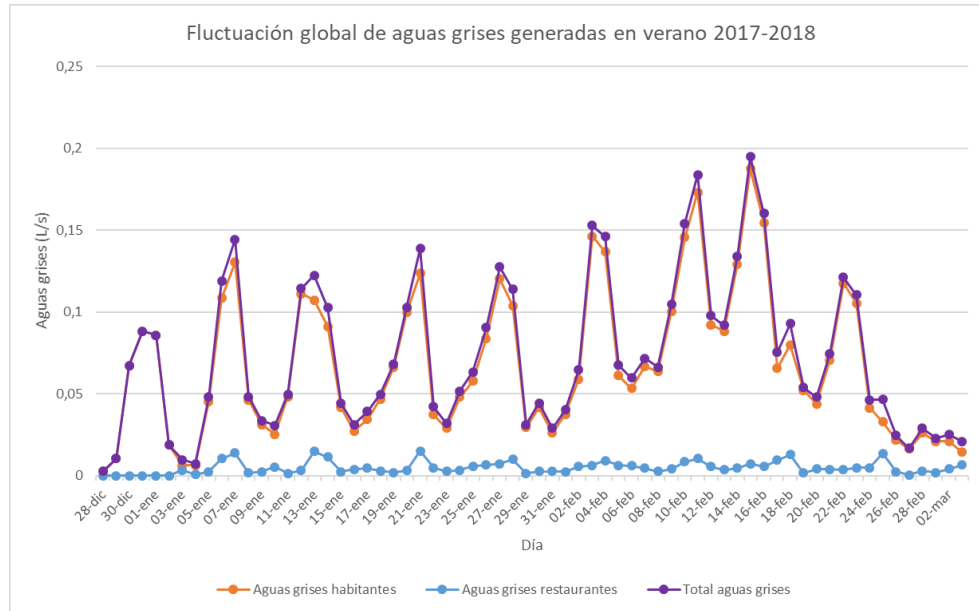


Figura 6.8 Gráfico de fluctuaciones de aguas grises generadas por habitantes, restaurantes y global.

El gráfico global de los caudales medios de aguas grises generadas en el centro muestra la tendencia de oscilaciones que se presentaron durante la temporada de verano 2017-2018. De este comportamiento es posible interpretar que la tendencia general de los caudales medios en los meses de Enero y Febrero varía respecto al transcurso de la semana. Cada 7 días se dan los mayores peaks, coincidentes con los fines de semana, los cuales varían entre 0,12 y 0,2 l s⁻¹, mientras que, considerando las zonas de depresión de la curva, las variaciones se amplían desde 0,025 hasta los 0,2 l s⁻¹, todo esto considerando el periodo de tiempo de mayor representatividad, siendo este desde la segunda semana de Enero hasta la penúltima semana de Febrero.

Contemplando este periodo, específicamente desde el día 7 de Enero hasta el 21 de Febrero, los caudales medios de aguas grises promedian un total de 0,0844 l s⁻¹, los cuales también pueden expresarse en unidades de m³ mes⁻¹.

$$Q_{medAG} = 0,0844 \frac{l}{s} \times 86400 \frac{s}{día} \times 30 \frac{día}{mes} \times 0,001 \frac{m^3}{l} = 218,76 \frac{m^3}{mes}$$

6.1.2 Balance de Masa Precipitaciones y Evapotranspiración

Otro flujo de entrada al sistema de tratamiento de aguas grises corresponde a las aguas provenientes de precipitaciones. Para la determinación de un promedio de este caudal, se analizó un registro histórico de las precipitaciones de la zona, proveniente de una estación climatológica ubicada en Colliguay, como se puede ver en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Precipitación mensual en Colliguay desde el 2007 a 2017 (Explorador Climático)

Año \ Mes	Precipitación (mm mes ⁻¹)										
	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Enero	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,1	0
Febrero	25	0	0	0	10,2	0	0	0	0	0	0
Marzo	0	15,1	0	0	0	0	0	0	5,2	0	0
Abril	0	8,9	0	0	0	15,1	0	0	0	181,6	3,1
Mayo	9,7	247	0	72,9	0	220,1	222,3	25,3	2,1	21,8	177,4
Junio	76,6	101,5	211,1	217,6	188	261,4	75,3	209,6	0	102,9	149,7
Julio	72,6	82,9	19,3	111,2	121,4	0	11,2	78,4	113,5	178,6	35,4
Agosto	53,4	163,8	183,9	2,5	77,2	61,2	30,2	93,7	276,7	0	124,6
Septiembre	0	10,1	30,9	29,3	0	0	0	76	109,3	0	45,3
Octubre	0,2	0	0	15	0	85	0	0	126,5	72,1	32,1
Noviembre	0	0	0	12,1	0	0	0	0	9,1	0	0
Diciembre	0	0	0	0	0	37,2	0	0	0	13,5	0
Total	237,5	629,3	445,2	460,6	396,8	680	339	483	642,4	574,6	546,6

De estos registros, es posible identificar un promedio mensual de las precipitaciones que afectaron a la zona, durante las estaciones de verano desde el año 2007 hasta el 2017, considerando los meses de Diciembre, Enero y Febrero, resultando un valor de precipitación media de 2,7 mm mes⁻¹.

Generalmente, en el campo de la meteorología las precipitaciones son medidas en unidades de milímetros de agua, sin embargo, esta unidad es equivalente a la de litro por metro cuadrado. Esto tiene su explicación ya que si sobre una superficie plana de un metro cuadrado, se vertiera un litro de un líquido, la altura que esta alcanzaría sería de 1 mm (Redondo & Redondo, 2010).

Consecuente a esto, es necesario conocer la superficie que recibe directamente aguas de precipitación, la cual corresponderá a la del denominado *Espacio a*, de dimensiones expuestas anteriormente en la Tabla 4.1, perteneciente al Capítulo 4.

Debido a que este espacio no es rectangular, se calculará y sumarán entre sí las áreas de los dos sub-polígonos que lo componen, siendo un rectángulo y un triángulo rectángulo, como se aprecia en la siguiente ecuación.

$$\text{Área superficie} = \text{área rectángulo} + \text{área triángulo} \quad (6.11)$$

Reemplazando las longitudes conocidas en la Ecuación 6.11:

$$\begin{aligned} \text{Área superficie} &= 35,6 \text{ m} \times 6,8 \text{ m} + \frac{35,6 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}}{2} \\ \text{Área superficie} &= 304,4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Posteriormente, al multiplicar la precipitación media de verano ya definida anteriormente, por la superficie donde se ubicará el sistema, como se puede observar en la siguiente ecuación, da como resultado el caudal medio de precipitación que ingresa al sistema.

$$Q_{\text{med precipitación}} = \text{precipitación media} \times \text{área superficie} \quad (6.12)$$

Reemplazando los valores conocidos en la ecuación, se obtiene:

$$\begin{aligned} Q_{\text{med precipitación}} &= 2,7 \text{ l m}^2 \text{ mes}^{-1} \times 304,4 \text{ m}^2 \\ Q_{\text{med precipitación}} &= 821,88 \text{ l mes}^{-1} \end{aligned}$$

Esta cifra puede dejarse expresada en unidades de metros cúbicos al mes, como se muestra a continuación:

$$Q_{\text{med precipitación}} = 821,88 \frac{\text{l}}{\text{mes}} \times 0,001 \frac{\text{l}}{\text{m}^3} = 0,822 \frac{\text{m}^3}{\text{mes}}$$

Respecto a la evapotranspiración que puede ocurrir en un humedal, se puede determinar mediante la denominada ecuación de Hargreaves. Esta fórmula relaciona la evapotranspiración en unidades de milímetros de agua por día, con la radiación solar incidente, y las temperaturas del lugar, y se expresa en la ecuación descrita a continuación. (Sánchez, 2010)

$$ET_0 = 0,0023 (t_{min} + 17,78)R_0 \times (t_{max} - t_{min})^{0,5}$$

(6.13)

Donde:

ET_0 = Evapotranspiración potencial diaria (mm día⁻¹).

R_0 = Radiación solar extraterrestre (mm día⁻¹).

T_{max} = Temperatura diaria máxima.

T_{min} = Temperatura diaria mínima.

La radiación solar extraterrestre varía durante cada mes del año, y depende directamente de la latitud a la cual se encuentra la zona a estudiar dentro del planeta. Estos valores están tabulados en la literatura, por lo que, para la localidad de Colliguay, que se ubica en latitud -33,168611° (GeoHack, 2018), es posible de determinar utilizando las dos latitudes más cercanas a las cuales está disponible la cifra de su radiación incidente, las cuales se exponen en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Radiación Solar Extraterrestre por latitud (Adaptado de Sánchez, 2010)

Radiación solar extraterrestre (mm día ⁻¹)			
Mes	Enero	Febrero	Diciembre
Latitud			
-34	17,7	16,0	18,1
-32	17,7	16,1	18,0

Por lo tanto, la radiación solar extraterrestre para Colliguay se considera como el promedio de ambas latitudes próximas, siendo para los meses de Enero, Febrero y Diciembre, de valores de 17,7; 16,05 y 18,05 mm día⁻¹ respectivamente.

Posteriormente, para conocer las temperaturas máximas y mínimas diarias de Colliguay, se utiliza un registro de estos datos, pertenecientes a la estación meteorológica ubicada en el sector de Las Canales, el que se expone en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3 Temperaturas máximas y mínimas de Colliguay (The Weather Company, 2018)

Temperaturas (°C)						
Día	Diciembre 2017		Enero 2018		Febrero 2018	
	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima
1	26	12	28	12	32	15
2	21	10	30	13	30	13
3	26	12	31	12	29	13
4	27	12	31	15	30	15
5	27	11	29	15	28	15
6	27	10	33	15	28	14
7	29	10	30	15	29	16
8	26	11	28	14	29	14
9	31	11	30	14	30	15
10	34	13	30	15	30	12
11	26	12	30	14	32	12
12	23	12	27	14	33	13
13	27	13	26	14	31	14
14	33	13	26	14	30	13
15	35	15	25	15	30	13
16	28	14	27	12	31	13
17	32	12	31	12	31	15
18	30	14	32	15	30	13
19	32	13	30	15	27	14
20	31	15	28	13	30	15
21	31	14	26	14	32	14
22	30	13	28	13	31	14
23	30	15	27	13	28	13
24	31	12	31	14	28	13
25	32	14	30	13	29	12
26	30	13	28	11	30	13
27	31	15	32	12	26	12
28	32	15	34	15	27	11
29	32	14	30	14	-	-
30	31	14	30	10	-	-
31	26	15	33	14	-	-

De esta tabla, se obtienen los promedios para Diciembre, Enero y Febrero, donde las máximas medias fueron de 29,3; 29,4 y 29,7 °C, mientras que las mínimas medias fueron de 12,9; 13,6 y 13,5 °C, ambas respectivamente.

Posteriormente, reemplazando los valores mencionados anteriormente, en la Ecuación 6.13, se obtiene la evapotranspiración media mensual de la zona, para cada uno de los meses analizados, en unidades de $l\ m^{-2}$, que es equivalente a la unidad de $mm\ día^{-1}$, como se muestra en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Evapotranspiración media mensual en Colliguay.

Mes	Evapotranspiración media mensual (l m ⁻² mes ⁻¹)
Enero	5,08
Febrero	4,65
Diciembre	5,16

De estos valores, se puede obtener un promedio de evapotranspiración para la temporada de verano, siendo de 4,96 l m⁻² mes⁻¹, que, si se multiplica por la superficie, como se muestra en la siguiente ecuación, da como resultado el caudal medio de evapotranspiración.

$$Q_{med\ evapotranspiración} = evapotranspiración\ media \times \text{área\ superficie} \tag{6.14}$$

Reemplazando los valores ya mencionados anteriormente:

$$Q_{med\ evapotranspiración} = 4,96\ l\ m^{-2}\ mes^{-1} \times 304,4\ m^2$$

$$Q_{med\ evapotranspiración} = 1509,8\ l\ mes^{-1}$$

Este valor expresado en unidades de metros cúbicos al mes queda de la siguiente forma:

$$Q_{med\ evapotranspiración} = 1509,8\ \frac{l}{mes} \times 0,001\ \frac{l}{m^3} = 1,51\ \frac{m^3}{mes}$$

6.1.3 Balance de Masa Global

Para el balance de masa global, se considera las entradas y salidas del sistema de tratamiento, como se expone en la ecuación 6.15, las que, sumadas en conjunto, con signos contrarios, equivalen a la acumulación que existe en el sistema.

$$Acumulación = Entradas - Salidas \tag{6.15}$$

Por un lado, las entradas al sistema corresponden al caudal de agua gris generado en el centro y a las precipitaciones que llegan al lugar, mientras que, por otro lado, las salidas consideran la evapotranspiración de la zona, como el efluente depurado que se obtiene del sistema de tratamiento, esto se descompone en la siguiente ecuación:

$$Acumulación = Aguas\ grises + Precipitación - Evapotranspiración - Efluente \quad (6.16)$$

Considerando la acumulación como nula, se asegura un correcto funcionamiento del sistema en sí, por lo que, reemplazando los valores conocidos en la Ecuación 6.16, es posible obtener el caudal de agua depurada que sale del sistema.

$$Efluente = Aguas\ grises + Precipitación - Evapotranspiración$$

$$Efluente = 218,76\ m^3\ mes^{-1} + 0,822\ m^3\ mes^{-1} - 1,51\ m^3\ mes^{-1}$$

$$Efluente = 216,43\ m^3\ mes^{-1}$$

6.2 Balance de Energía

El balance energético se realizó a través de la ecuación de Bernoulli, la que permite poder determinar el comportamiento del fluido y sirve de referencia para realizar el cálculo de la potencia mínima que deben tener las bombas a usar, con el objetivo de que el tratamiento de aguas funcione correctamente.

6.2.1 Primera bomba elevadora hacia estanque de almacenamiento de aguas grises

Dado que el terreno disponible se encuentra a mayor altura que las cabañas, residencial y restaurantes se hace necesario la instalación de una bomba para que las aguas grises puedan llegar al depósito principal y ser depuradas correctamente por el filtro de zeolita y posteriormente en el humedal. Para esto, se requiere calcular cual es la potencia requerida para impulsar las aguas grises hasta la altura de los sistemas de tratamientos, calculado a partir de (Mataix, 2012):

$$P = Q \times \rho \times g \times H \quad (6.17)$$

Donde:

Q = Caudal útil ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$).

ρ = Densidad del agua (1000 kg m^{-3}).

H = Altura útil (m).

El cálculo para determinar la altura útil de la bomba está definido como (Mataix, 2012):

$$H = \frac{P_2 - P_1}{\rho g} + z_2 - z_1 + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + H_{ra} + H_{ri} + \frac{v_t^2}{2g} \quad (6.18)$$

Donde:

H_{ra} = pérdidas de aspiración.

H_{ri} = pérdidas de impulsión.

v_t = velocidad en la tubería de impulsión.

Por lo tanto, se deben calcular las pérdidas totales que se generan por el contacto del fluido con las tuberías y accesorios, tanto para la aspiración como para la impulsión. Para esto se aplica la ecuación de Darcy-Weisbach modificada que incluye las pérdidas secundarias (Mataix, 2012):

$$H_r = \lambda \frac{(L + \sum L_{eq})}{D} \times \frac{v^2}{2g} \quad (6.19)$$

Donde:

λ = Coeficiente de pérdidas del diagrama de Moody.

L = Longitud de los tramos rectos de tubería.

$\sum L_{eq}$ = Suma de todas las longitudes equivalentes a lo diversos accesorios.

v = Velocidad media en la tubería.

El coeficiente de pérdidas del diagrama de Moody es función de dos variables: el número de Reynolds y la rugosidad relativa, donde Re se calcula con la fórmula (Mataix, 2012):

$$Re = \frac{D \times v \times \rho}{\mu} \quad (6.20)$$

Donde:

μ = Viscosidad del agua (a 10°C, $1,31 \times 10^{-3} \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-1}$).

Como se aprecia en la Figura 6.9 la bomba sumergida encargada de llevar las aguas grises de las diversas instalaciones se encontrará en un estanque de 650 l y desde él serán bombeadas hasta el estanque principal de 3400 l.

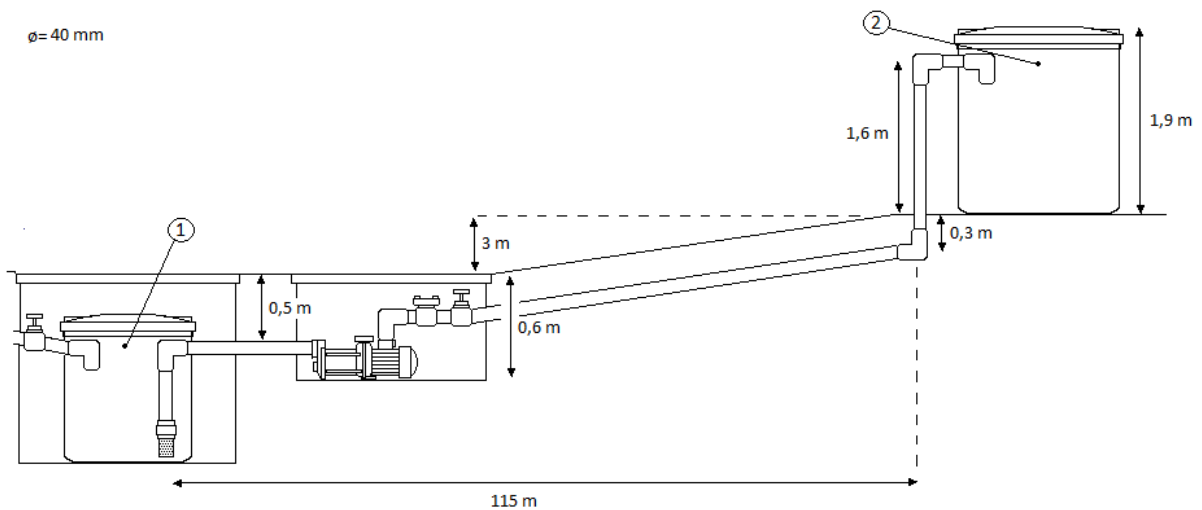


Figura 6.9 Diagrama de primera estación de bombeo hacia estanque de almacenamiento

Datos conocidos y suposiciones:

- La tubería sanitaria que transporta las aguas grises es de 0,04 m de diámetro externo, y 0,0364 m de diámetro interno.
- La velocidad recomendada para la impulsión es de 1,8 a 2,4 m s^{-1} (Metcalf & Eddy, 1996), para lo cual se escogió 2,1 m s^{-1} .
- Las velocidades en los puntos 1 y 2 se consideran despreciables dada las dimensiones de los estanques (Mataix, 2012).
- La presión en los puntos 1 y 2 es la presión atmosférica.

Con el diámetro y la velocidad del fluido en la tubería, se determina el caudal, como se muestra en la ecuación:

$$Q = v \times \pi \times 0,25 \times D^2 \tag{6.21}$$

Reemplazando los valores correspondientes:

$$Q = 2,1 \text{ m s}^{-1} \times \pi \times 0,25 \times 0,0364^2 \text{ m}$$

$$Q = 2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

Para poder determinar el coeficiente de pérdidas es necesario determinar el número de Reynolds a partir de la Ecuación 6.20:

$$Re = \frac{1000 \text{ kg m}^3 \times 0,04 \text{ m} \times 2,1 \text{ m s}^{-1}}{1,31 \times 10^{-3} \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-1}} = 64122,14$$

Se considera que un fluido con un número de Reynolds bajo a los 2000 se comporta de manera laminar y que entre los 2000 a los 4000 el fluido experimenta una transición a turbulento, es decir que, superando este rango el fluido se considerará turbulento (Streeter *et al*, 2000).

Con el número de Reynolds y la rugosidad relativa del PVC de 0,000375 (Haestad Methods, 1997), se puede obtener λ a partir del gráfico de Moody (Anexo 4):

$$\lambda = 0,0213$$

En la succión se considera una tubería que conecta con la bomba de:

$$L = 1,2 \text{ m}$$

El valor de las pérdidas de carga secundaria es determinado a través del “Ábaco de pérdidas de carga por accesorio” y Monterroso, 2012 (Anexo 3), se utilizan:

- 1 codo 90 = 0,5 m
- 1 válvula de pie = 3 m
- Terminal HE = 0,9 m

$$\Sigma L_{eq} = 4,4 \text{ m}$$

En el extremo de descarga se considera una tubería, la cual transporta las aguas hasta el estanque principal, la longitud total es:

$$L = 116,04 \text{ m}$$

Y los accesorios para la descarga son:

- 4 codos de 90° = 2 m
- 1 válvula check = 1,2 m
- 1 válvula angular = 6 m
- Terminal HE = 0,9 m

La suma de ΣL_{eq} de impulsión es de:

$$\Sigma L_{eq} = 10,1 \text{ m}$$

Reemplazando en la Ecuación 6.19:

$$H_r = 0,0213 \times \frac{(117,24 \text{ m} + 14,5 \text{ m})}{0,04 \text{ m}} \times \frac{(2,1 \text{ m s}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m s}^{-1}} = 15,8 \text{ m}$$

Por lo tanto, al reemplazar los datos conocidos y los calculados en la Ecuación 6.18, se obtiene:

$$H = 5,1 \text{ m} + 15,8 \text{ m} + \frac{(2,1 \text{ m s}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m s}^{-1}} = 21,12 \text{ m}$$

Reemplazando todo en la Ecuación 6.17:

$$P = 2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \times 1000 \text{ kg m}^{-3} \times 9,81 \text{ m s}^{-1} \times 21,12 \text{ m} = 453,7 \text{ W}$$

Aplicando un factor de eficiencia de 60% para bombas (Mataix, 2012):

$$P = 453,7 \text{ W} \times 1,60 = 726 \text{ W}$$

Ya que las bombas se comercializan en HP, la conversión queda:

$$726 \text{ W} \times \frac{0,001341022 \text{ HP}}{1 \text{ W}} = 0,97 \text{ HP}$$

Es decir, para que la bomba impulse las aguas grises desde el estanque 1 al estanque 2 es necesario una bomba centrífuga con una potencia mínima de 726 W, esto se lograra con una bomba de 1,0 HP.

6.2.2 Segunda bomba elevadora hacia estanque de almacenamiento de aguas grises

Al igual que con los puntos de generación de aguas grises de las cabañas, residencial y restaurantes, es que los baños de la zona de camping también se encuentran a una cota de menor altura con respecto a la zona de instalación del filtro de zeolita y el humedal, por lo que se hace necesario instalar una segunda bomba elevadora con el fin de llevar las aguas grises hasta dicha zona de tratamiento. Por lo tanto, se debe determinar la potencia requerida para transportar este flujo por la línea hidráulica.

Al igual que en el bombeo anterior, las aguas generadas se almacenan en un tanque de 650 l, para posteriormente ser bombeadas hasta el estanque principal ya definido anteriormente, de un volumen de 3400 l, expuesto en la Figura 6.10.

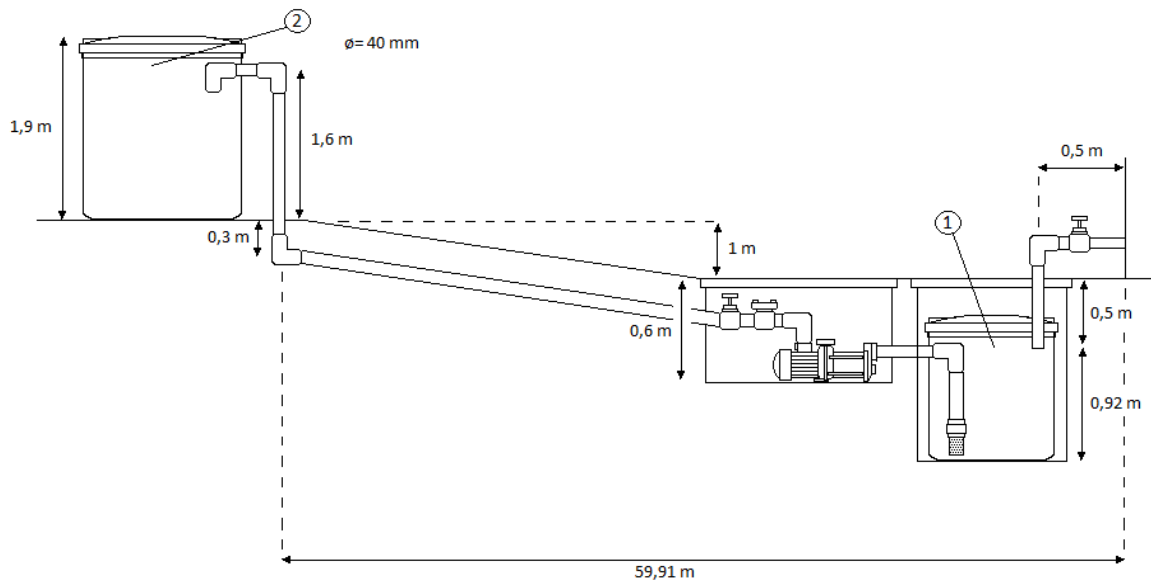


Figura 6.10 Diagrama de segunda estación de bombeo hacia estanque de almacenamiento.

Datos conocidos y suposiciones:

- La tubería sanitaria que transporta las aguas grises es de 0,04 m de diámetro externo, y 0,0364 m de diámetro interno.
- La velocidad recomendada para la impulsión es de 1,8 a 2,4 m s⁻¹ (Metcalf & Eddy, 1996), para lo cual se escogió 2,1 m s⁻¹.
- Las velocidades en los puntos 1 y 2 se consideran despreciables dada las dimensiones de los estanques (Mataix, 2012).
- La presión en los puntos 1 y 2 es la presión atmosférica.

Definido esto, algunos valores se consideran iguales respecto al cálculo de la primera bomba, los que son el caudal de $2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, el número de Reynolds de 64122,14 y su coeficiente de pérdidas de 0,0213, la longitud de la tubería de succión de 1,2 m y la longitud equivalente por pérdidas secundarias en succión de 4,4 m, y por pérdidas secundarias en descarga de 10,1 m.

Por otro lado, desde la sección de descarga hasta el estanque principal, la tubería considera una longitud total de tramos rectos de:

$$L = 58,55 \text{ m}$$

Ya teniendo los datos necesarios, se procede a reemplazarlos en la Ecuación 6.19:

$$H_r = 0,0213 \times \frac{(59,75 \text{ m} + 14,5 \text{ m})}{0,04 \text{ m}} \times \frac{(2,1 \text{ m s}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m s}^{-1}} = 8,89 \text{ m}$$

Se determina la altura necesaria de elevación evaluando los valores en la Ecuación 6.18:

$$H = 3,1 \text{ m} + 8,89 \text{ m} + \frac{(2,1 \text{ m s}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m s}^{-1}} = 12,21 \text{ m}$$

Luego, se determina la potencia requerida reemplazando en la Ecuación 6.17.

$$P = 2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \times 1000 \text{ kg m}^{-3} \times 9,81 \text{ m s}^{-1} \times 12,21 \text{ m} = 262,32 \text{ W}$$

Finalmente, considerando el factor de eficiencia de 60%:

$$P = 262,3 \text{ W} \times 1,60 = 419,71 \text{ W}$$

Este valor puede expresarse en unidades de HP, de la siguiente forma:

$$419,71 \text{ W} \times \frac{0,001341022 \text{ HP}}{1 \text{ W}} = 0,563 \text{ HP}$$

Por lo tanto, para la segunda impulsión de aguas grises se requiere una bomba centrífuga que posea una potencia mínima de 305,48 W, por lo que se utilizará una bomba de 0,6 HP.

6.2.3 Tercera bomba elevadora de agua depurada

Una vez que las aguas terminen su transcurso por el sistema de tratamiento, deben ser redirigidas para su posterior uso de regadío y llenado de estanques de inodoro, por lo que deben ser transportadas hacia los baños de la zona de camping, a través de una bomba centrífuga, con el fin de lograr la presión requerida para abastecer todos los inodoros existentes.

A pesar de que los baños de la zona de camping del centro se ubican a una cota de altura menor, la salida de agua en los estanques de los inodoros debe tener una presión mínima para funcionar correctamente, por lo que, es necesario de utilizar una tercera bomba elevadora, la cual tendrá el rol de impulsar el flujo de agua depurada hasta dicho punto, por lo que se debe calcular la potencia requerida para realizar el trabajo mencionado.

En esta situación, como se muestra en la Figura 6.11, el flujo de agua que saldrá del humedal será transportado a través de tuberías, en las que se dividirá el flujo hacia una salida que permitirá utilizar ocasionalmente el agua depurada para riego, y paralelamente hacia una bomba que impulsará el agua hacia la zona de baños de camping.

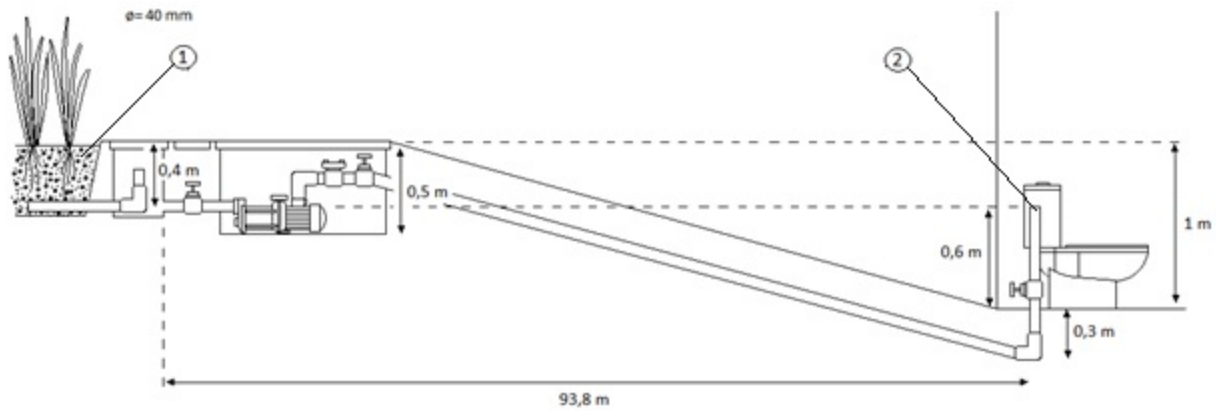


Figura 6.11 Diagrama de la tercera estación de bombeo hacia baños zona de camping.

Datos conocidos y suposiciones:

- La tubería sanitaria que transporta las aguas grises es de 0,04 m de diámetro.
- La velocidad recomendada para la impulsión es de 1,8 a 2,4 m s⁻¹ (Metcalf & Eddy, 1996), para lo cual se escogió 2,1 m s⁻¹.
- La velocidad en el punto 1 se considera despreciable dada las dimensiones del humedal con respecto al punto 2 (Mataix, 2012).
- La presión en el punto 1 es la presión atmosférica.

Dada estas suposiciones, se considera, al igual que en los cálculos de las bombas anteriores, un caudal de $2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, un número de Reynolds de 64122,14 y su coeficiente de pérdidas de 0,0213.

La presión atmosférica a 475 metros de altura sobre el nivel del mar equivale a 0,945 atm, por lo que, la presión en el punto 1, expresado en unidades de Pascal, queda de la siguiente forma:

$$P_1 = 0,945 \text{ atm} \times \frac{101325 \text{ Pa}}{1 \text{ atm}} = 95752,1 \text{ Pa}$$

La presión en el punto 2, ubicado en la entrada del estanque de los inodoros, está establecida por la presión mínima para alimentación para aparatos sanitarios mediante elevación mecánica, siendo esta de 0,686 bar (NCh 2485, 2000). Este valor puede dejarse expresado en unidades de Pascal, adicionando la presión atmosférica con su respectiva unidad, como se muestra a continuación:

$$P_2 = 0,686 \text{ bar} \times 100000 \frac{\text{Pa}}{\text{bar}} = 68600 \text{ Pa} + 101325 \text{ Pa} = 169925 \text{ Pa}$$

La cota de altura para el punto 2, que es el punto de menor altura con respecto al punto 1, se calcula considerando el suelo en la cota 0 m, sumándole la altura de un estanque de inodoro típico:

$$z_2 = 0,6 \text{ m}$$

Mientras que la cota de altura para el punto 1, se midió en Google Earth respecto al punto 1, el cual tiene una diferencia de 1 m, por lo que, considerando la profundidad de 0,4 m del humedal subsuperficial, queda:

$$z_1 = 0,6 \text{ m}$$

Teniendo ambas cotas de alturas, las cuales iguales, se determina que la diferencia de alturas es nula.

$$z_2 - z_1 = 0 \text{ m}$$

La velocidad en la entrada al estanque de inodoro puede determinarse con el caudal medio de llenado del estanque, el que es de $3 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (Araya, 2018), y el área de la tubería de 0,0364 m de diámetro interno, de la siguiente forma:

$$v_2 = \frac{3 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}}{\pi \times 0,25 \times 0,0364^2 \text{ m}^2}$$

$$v_2 = 0,288 \text{ m s}^{-1}$$

Para calcular las pérdidas por fricción en la succión, se considera una longitud de tubería recta de:

$$L = 6,2 \text{ m}$$

Mientras que las pérdidas secundarias en la succión se dan por:

- 1 codo $90^\circ = 0,5 \text{ m}$
- 1 conexión en T = 4,5 m
- Terminal HE = 0,9 m

$$\Sigma L_{\text{eq}} = 5,9 \text{ m}$$

Por otro lado, en la descarga, se tiene una longitud de tubería recta de:

$$L = 87,6 \text{ m}$$

Como también, para las pérdidas secundarias en la descarga, están dadas por:

- 2 codos 90° = 1,0 m
- 1 codo 45° = 0,7 m
- 5 conexión en T = 15,0 m
- Terminal HE = 0,9 m

$$\Sigma L_{eq} = 17,6 \text{ m}$$

Posteriormente, se determinan las pérdidas reemplazando los valores en la Ecuación 6.19.

$$H_r = 0,0213 \times \frac{(93,8 \text{ m} + 23,5 \text{ m})}{0,04 \text{ m}} \times \frac{(2,1 \text{ m s}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m s}^{-2}} = 14,04 \text{ m}$$

Evaluando los valores conocidos y calculados, se obtiene la altura de elevación con la Ecuación 6.18.

$$H = \frac{169925 \text{ Pa} - 95752,1 \text{ Pa}}{1000 \text{ kg m}^{-3} \times 9,81 \text{ m s}^{-2}} + \frac{(0,288 \text{ m s}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m s}^{-2}} + 14,04 \text{ m} + \frac{(2,1 \text{ m s}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m s}^{-2}}$$

$$H = 21,83 \text{ m}$$

Finalmente se calcula la potencia requerida para la bomba, reemplazando en la Ecuación 6.17.

$$P = 2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \times 1000 \text{ kg m}^{-3} \times 9,81 \text{ m s}^{-1} \times 21,83 \text{ m} = 469 \text{ W}$$

Empleando el factor de eficiencia de 60%:

$$P = 469 \text{ W} \times 1,60 = 750,4 \text{ W}$$

Expresando dicho valor en unidades de HP:

$$750,4 \text{ W} \times \frac{0,001341022 \text{ HP}}{1 \text{ W}} = 1 \text{ HP}$$

Dado esto, cabe destacar que, para la impulsión del flujo, es necesario una bomba centrífuga de una potencia de 1 HP.

El balance energético del sistema es entregado por los artefactos que consumen energía y que de esta manera cumplen sus respectivas funciones.

Ya que no existen energías de entrada al sistema, es necesario estimar la cantidad de horas que funcionan, tomando como base un año de funcionamiento.

La cantidad de horas que los artefactos funcionan se realizó a partir de sus respectivos caudales:

Bomba centrífuga 1 HP:

Esta bomba es la encargada de llevar las aguas grises de los restaurantes, cabañas y residencial hasta el estanque principal, los datos para determinar el volumen de aguas grises se pueden apreciar en el Anexo 5, siendo:

$$Volumen_{Aguas\ Grises\ B1} = 80,57\ m^3$$

Ya que solo se poseen registros de la época estival y se requiere estimar la cantidad de energía utilizada en un año, se considerará un 40% de volumen de aguas grises adicional, que representará las visitas de los meses de menor flujo:

$$Volumen_{Aguas\ Grises\ B1} = 80,57\ m^3 \times 1,4 = 112,8\ m^3$$

El caudal que distribuye la bomba es de:

$$Q = 2,19 \times 10^{-3}\ m^3\ s^{-1}$$

La división del volumen y el caudal determinará el tiempo de funcionamiento de la bomba:

$$t_{funcionamiento} = \frac{112,8\ m^3}{2,19 \times 10^{-3}\ m^3\ s^{-1}} = 51506,8\ s$$

La conversión a horas será:

$$t_{funcionamiento} = 51506,8 \text{ s} \times \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} = 14,3 \text{ h}$$

Las horas de funcionamiento de la bomba serán las mismas para el sensor de nivel, utilizado para el correcto funcionamiento del equipo.

Bomba centrífuga 0,6 HP:

Esta bomba es utilizada para trasportar las aguas desde la zona de camping hacia el estanque principal, de igual manera los datos se encuentran en el Anexo 5, siendo su volumen:

$$Volumen_{Aguas\ Grises\ B2} = 334,7 \text{ m}^3$$

Dado que el flujo de visitantes en este lugar es mucho menor que el de las otras dependencias, se considerará solo un 15% más de aguas grises para el volumen anual:

$$Volumen_{Aguas\ Grises\ B2} = 334,7 \text{ m}^3 \times 1,15 = 384,9 \text{ m}^3$$

El tiempo de funcionamiento de funcionamiento de la bomba en horas será de:

$$t_{funcionamiento} = \frac{384,9 \text{ m}^3}{2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}} \times \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} = 48,8 \text{ h}$$

Las horas de funcionamiento de la bomba serán las mismas para el sensor de nivel, utilizado para el correcto funcionamiento del equipo.

Bomba centrífuga 1 HP:

El mismo modelo de bomba centrífuga utilizado en el primer tramo trasporta las aguas depuradas hacia los inodoros de la zona de camping. El caudal de agua tratada se calculó a partir del balance de materia para los meses de Enero y Febrero, a este se le aplicara un 20% para cubrir los meses restantes del año, siendo:

$$Volumen_{Aguas\ Grises\ B3} = 432,2 \text{ m}^3 \times 1,2 = 518,6 \text{ m}^3$$

El tiempo de funcionamiento de funcionamiento de la bomba en horas será de:

$$t_{funcionamiento} = \frac{518,6 \text{ m}^3}{2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}} \times \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} = 65,8 \text{ h}$$

Las mismas horas se considerarán para el funcionamiento del presostato.

En balance anual se puede apreciar en la Tabla 6.5, expresa el gasto anual que se produce a partir de los aparatos eléctricos considerados en el sistema de tratamiento de aguas grises.

Tabla 6.5 Balance de energía anual.

Equipo	Potencia		Horas de funcionamiento al año	Gasto anual (kW h)
	hp	W		
Bomba Centrifuga	1	750	13,3	10
Bomba Centrifuga	0,6	450	48,8	22
Bomba Centrifuga	1	750	65,8	49
Sensor de nivel	0,0067	5	13,3	0,067
Sensor de nivel	0,0067	5	48,8	0,244
Presostato	1,1	1100	65,8	72
Total				153,3

El tratamiento de aguas grises en el año consume aproximadamente 153,3 kW h de energía eléctrica.

7. Diseño, Estimación y Selección de Equipos

El sistema para el “Centro Turismo rural Los Álamos” está constituido por tres sistemas de bombeo que en conjunto permitirán generar aguas depuradas de las diversas instalaciones.

Desde los puntos de generación de aguas grises en cabañas, residencial y restaurantes, los flujos de aguas grises serán transportados a través de tuberías de PVC sanitario gris de 40 mm de diámetro, las cuales, luego de ser unificadas en una tubería principal, llegan por gravedad a un estanque de almacenamiento de 650 l enterrado a una distancia y pendiente determinada para que las aguas grises provenientes de las instalaciones no sedimenten en las tuberías, evitando dificultades en la conducción de aguas y disminuyendo las mantenciones en la red.

Dado que las aguas provenientes de la zona de camping se encuentran cercanas al sistema de tratamiento y a mayor distancia del estanque de almacenamiento, es que se instalará un segundo estanque para acumular las aguas grises de los baños y a partir de aquí gracias a una bomba centrífuga ser dirigidas al estanque principal.

El estanque principal se encuentra cercano al sistema de depuración y desde allí las aguas a tratar llegaran al filtro de zeolita que se encarga de eliminar la mayor cantidad de sólidos, dado que se ha descubierto que este mineral, presenta grandes ventajas por su mayor eficiencia y durabilidad, en comparación a otros materiales usados para el mismo objetivo. En conjunto a él se instalará un soporte de grava que ayudará a retener gran cantidad de los sólidos suspendidos que puedan ser perjudiciales para el correcto funcionamiento del sistema principal de tratamiento de aguas grises.

El tratamiento secundario es un humedal de flujo subsuperficial horizontal. El sistema se adapta mejor a las condiciones específicas de la localidad y cumple la finalidad de remover gran porcentaje de materia orgánica, nitratos y fosforo de las aguas, gracias al tiempo de retención que se produce, desde el momento de entrada hacia su salida por el otro extremo del humedal.

Finalmente, las aguas depuradas que salen del humedal son bombeadas directamente hacia los baños de la zona de camping para el llenado de los tanques de inodoro. Previo a la bomba se dispone de una llave que permite utilizar las aguas tanto para riego o en caso de posibles incendios en la localidad de Colliguay.

En la Figura 7.1 se muestra el sistema completo que se emplazara en el centro “Los Álamos”.

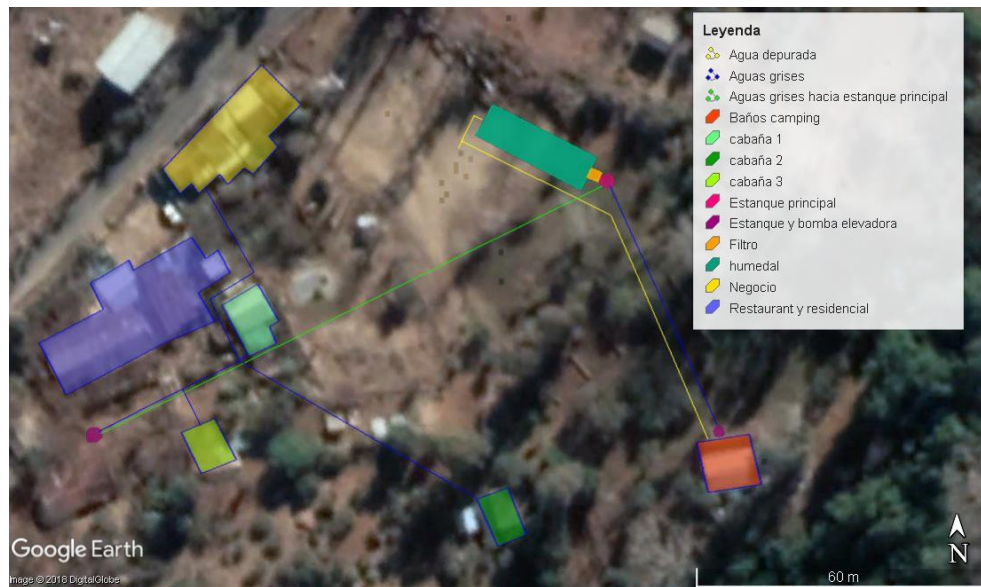


Figura 7.1 Sistema de tratamientos de aguas grises.

Complementario al diseño de aguas grises se cuenta con un mecanismo de aliviadero que tiene como finalidad verter las aguas sobrantes de los 3 estanques de almacenamiento hacia las fosas sépticas que ya se encuentran en el centro “Los Álamos”.

Cada uno de los estanques posee un tubo aliviadero, a lo menos 5 cm sobre el nivel máximo de almacenamiento, el diámetro debe ser igual o mayor a 1,5 veces el diámetro de entrada (NCh 2794, 2003), siendo:

$$\text{Diámetro tubo aliviadero} = 1,5 \times 40 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

Dada la disponibilidad en el mercado, el diámetro de la tubería sanitaria será de 75 mm, priorizando un trazado directo y evitando en lo posible los puntos de mayor altura que puedan provocar interrupciones de las aguas hacia las fosas sépticas.

7.1 Diseño filtro de zeolita

Las zeolitas son aluminosilicatos hidratados de metales alcalinos y alcalinotérreos. Es un absorbente natural por su grado de hidratación y al deshidratarse posee una gran estabilidad, captador de alta

capacidad, retiene partículas de hasta 5 micras. Reduce la acidez del agua y se requiere menos cantidad con respecto a la arena por su porosidad y densidad. Dada sus características es que se escogió, ya que además puede durar más de 5 años, convirtiéndolo en uno de los medios filtrantes con mayor durabilidad (Ávila & Moreno, 2016).

El proceso de filtrado se utiliza para remover la mayor cantidad de contaminantes en suspensión. El cálculo del área necesaria para el depósito se realiza a partir del caudal de diseño que es de $0,084 \text{ l s}^{-1}$ y con la velocidad de filtración de la primera capa que tendrá contacto con el agua a depurar, la cual será de zeolita de $0,30 \text{ mm}$ de diámetro, con una velocidad de filtración de $2,4 \text{ m h}^{-1}$ (Larrea, 2015).

Con el caudal y la velocidad de filtración se calcula el área necesaria, según lo indicado en la ecuación mostrada a continuación:

$$\text{Área necesaria} = \frac{\text{Caudal de diseño}}{\text{velocidad de filtración}} \tag{7.1}$$

El valor del caudal de diseño expresado en unidades de $\text{m}^3 \text{ h}^{-1}$ queda expresado de la siguiente manera:

$$0,084 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} \times \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} = 0,302 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$$

Reemplazando en la Ecuación 7.1, el área necesaria para el filtro de zeolita es:

$$\text{Área necesaria} = \frac{0,302 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}}{2,4 \text{ m h}^{-1}} = 0,13 \text{ m}^2$$

Se considera que el filtro de zeolita será de forma cuadrada, por lo que sus lados serán de:

$$\text{Lados} = \sqrt{\text{Área necesaria}} = \sqrt{0,13 \text{ m}^2}$$

$$\text{Lados} = 0,35 \text{ m}$$

Cuando el filtro no se utiliza como tratamiento principal se deben realizar arreglos en sus dimensiones, para que sea más efectiva la remoción de sólidos. La relación Q/A proporciona estos ajustes, para un filtro lento se emplea un rango entre $0,6$ a $6 \text{ l min}^{-1} \text{ m}^{-2}$.

La mayor remoción de sólidos suspendido ocurre cuando la relación Q/A es menor, dado que menor es el flujo por unidad de área. Dado esto, es que se tomara una relación de 0,6 l min m⁻² para lograr la mayor eficiencia en remoción de sólidos suspendidos (Araya, 2016).

Pasando el caudal de diseño a unidades de litros por minuto:

$$0,084 \frac{l}{s} \times \frac{60 s}{1 m} = 5,04 l \text{ min}^{-1}$$

A partir de la relación Q/A se obtiene:

$$\frac{Q}{A} = 0,6 l \text{ min}^{-1} m^{-2}$$

$$\frac{5,04 l \text{ min}^{-1}}{A} = 0,6 l \text{ min}^{-1} m^{-2}$$

$$A = 8,4 m^2$$

Por lo tanto, cada lado del filtro de zeolita:

$$Lados = \sqrt{8,4 m^2} = 2,89 m$$

El filtro considerará:

- Una primera capa de zeolita entre 0,3 y 1 mm de diámetro, con un espesor de 20 cm.
- Segunda capa zeolita de rango 3 y 5 mm, espesor de 40 cm.
- Finalmente, grava de 5 y 10 mm, espesor de 5 cm, como se puede apreciar en la Figura 7.2.



Figura 7.2 Distribución de materiales en el filtro.

Por lo que el volumen ocupado por cada una de las capas será:

Primera capa

$$\text{Volumen primera capa} = 8,4 \text{ m}^2 \times 0,2\text{m}$$

$$\text{Volumen primera capa} = 1,68 \text{ m}^3$$

Segunda capa

$$\text{Volumen segunda capa} = 8,4 \text{ m}^2 \times 0,4\text{m}$$

$$\text{Volumen segunda capa} = 3,36 \text{ m}^3$$

Tercera capa

$$\text{Volumen tercera capa} = 8,4 \text{ m}^2 \times 0,1\text{m}$$

$$\text{Volumen tercera capa} = 0,84 \text{ m}^3$$

7.2 Diseño humedal subsuperficial horizontal

7.2.1 Dimensionamiento humedal

Las dimensiones de los humedales de flujo subsuperficial generalmente se determinan con base al contaminante que demanda la mayor cantidad de superficie para su eliminación (Fonseca, 2010). Generalmente, se realiza un cálculo de área para cada contaminante, seleccionándose para el diseño

final la mayor área resultante, sin embargo, este diseño implica saber la calidad del efluente deseada, lo cual se guía por la normativa de cada país. En el caso de Chile, donde se acaba de implementar la primera norma de calidad para aguas grises tratadas, sólo se establecen límites máximos permisibles para la demanda bioquímica de oxígeno, sólidos suspendidos totales, coliforme fecales, turbiedad y cloro libre residual, de los cuales solo el primero representa un factor limitante para el diseño de humedales subsuperficiales.

Los humedales artificiales son considerados como reactores biológicos, por lo que su dimensionamiento y rendimiento pueden ser estimados a través de una cinética de primer orden de un reactor de flujo a pistón, que se expone en la siguiente ecuación (Reed *et al*, 1996).

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t}$$

(7.2)

Donde:

C_e = Concentración del contaminante en el efluente (mg l^{-1}).

C_o = Concentración del contaminante en el afluente (mg l^{-1}).

K_T = Constante de reacción de primer orden dependiente de la temperatura (s^{-1}).

T = Tiempo de retención hidráulica (d). (Reed *et al*, 1996).

En primer lugar, se determinará las dimensiones para la eliminación de la demanda bioquímica de oxígeno DBO. Para esto, de la expresión anterior se deriva la ecuación para determinar el área superficial del humedal, mostrada en la siguiente ecuación. (González, 2011)

$$A_s = \frac{Q \times (\ln C_o - \ln C_e)}{K_T \times h \times n}$$

(7.3)

Donde:

A_s = Área superficial (m^2).

Q = Caudal medio ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$).

h = Profundidad del lecho (m).

n = Porosidad del medio, como fracción de 1.

En primer lugar, se determinará las dimensiones para la eliminación de la demanda bioquímica de oxígeno DBO.

El caudal de agua que fluye por el humedal está determinado por el promedio entre los caudales de entrada y salida, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{Q_e + Q_o}{2} \tag{7.4}$$

Donde:

Q_e = Caudal de entrada al humedal ($m^3 s^{-1}$).

Q_o = Caudal de salida del humedal ($m^3 s^{-1}$).

Como ya se conocen los valores, se reemplazan directamente en la Ecuación 7.4, dando así el valor para el caudal:

$$Q = \frac{8,44 \times 10^{-5} m^3 s^{-1} + 8,33 \times 10^{-5} m^3 s^{-1}}{2}$$

$$Q = 8,385 \times 10^{-5} m^3 s^{-1}$$

Este valor expresado en unidades de metros cúbicos al día se muestra a continuación:

$$Q = 8,385 \times 10^{-5} m^3 s^{-1} \times 86400 s d^{-1} = 7,244 m^3 d^{-1}$$

Para estimar la concentración de DBO en el afluente (C_0) se consideran estudios que han analizado la composición química de las aguas grises. Por un lado se han evidenciado cifras de concentración de $146 mg l^{-1}$, medida en una mezcla de aguas grises provenientes de duchas, tinas y lavamanos (Jefferson *et al*, 2004), sin embargo, otros autores sugieren rangos en los cuales su límite inferior puede llegar hasta una concentración de $50 mg l^{-1}$ en aguas generadas en bañeras, duchas y lavamanos, como también límites inferiores de $48 mg l^{-1}$ para mediciones en aguas de lavaderos de ropa, por lo que, tomando en cuenta lo anterior, se utilizará una concentración de $105 mg l^{-1}$ (Fangyue & Wichmann, 2009).

Mientras que, paralelamente, la Ley 21.075 exige como calidad final, como se expone en la Tabla 5.2, una concentración de DBO₅ máxima de 10 mg l⁻¹ para uso urbano, que corresponde al uso de mayor restricción para este contaminante, por tanto, debido al uso de llenado de estanques de inodoros que se le pretende dar al sistema de reutilización, se utilizará este valor como concentración del efluente (C_e).

Por otro lado, la constante de reacción de temperatura está determinada por la siguiente ecuación, que relaciona la temperatura del agua con una constante ya establecida. (Fonseca, 2010)

$$K_T = K_{20} \times (1,06)^{T-20} \tag{7.5}$$

Donde:

K₂₀= Constante equivalente a 1,104 d⁻¹.

T= Temperatura media del agua.

La temperatura media del agua (T) corresponde a la temperatura mínima del aire en la localidad de Colliguay durante los meses de verano, estación para la cual se diseña el sistema, por lo que este valor puede obtenerse de la Tabla 6.3 expuesta en el Capítulo 6, en donde la temperatura mínima registrada fue de 10°C.

De esta manera, reemplazando los valores mencionados en la Ecuación 7.5, se obtiene:

$$K_T = 1,104 d^{-1} \times (1,06)^{10-20}$$
$$K_T = 0,62 d^{-1}$$

La profundidad del lecho (h) está relacionada con la profundidad máxima que pueden alcanzar las raíces de las plantas a instalar, las cuales se encuentran en rangos generales que van desde los 0,3 hasta los 0,9 metros (González, 2011). Se conoce que, a mayor profundidad del sustrato, el sistema puede procesar una mayor carga, sin embargo, en un sustrato demasiado profundo, pueden presentarse condiciones anaeróbicas en el fondo, disminuyendo la eliminación de DBO y nutrientes (Yocum, 2013), sugiriéndose un máximo de 0,62 m (U.S. EPA, 1993). A pesar de esto, diversas investigaciones de humedales horizontales han demostrado que la eficiencia de remoción es mayor con sustratos de 0,4 m, en contraste con los 0,6 m que se suelen recomendar, dado que un menor espesor permite una

mayor densidad de raíces y rizomas en el medio filtrante (Pidre, 2010). Considerando esto último, se escogerá una profundidad de lecho de 0,4 m.

Finalmente, la porosidad del medio (n) está dada según el material que se utilice como sustrato de soporte para la vegetación. Este factor está definido como la proporción de volumen no sólido respecto al volumen total de la materia, y está descrito en la Tabla 7.1 para cada sustrato comúnmente utilizado en humedales de flujo subsuperficial.

Tabla 7.1 Porosidad y tamaño efectivo de los sustratos para humedales subsuperficiales (Crites & Tchobanoglous, 2000).

Sustrato	Tamaño efectivo (mm)	Porosidad efectiva (n)
Arena media	1	0,3
Arena gruesa	2	0,32
Arena con grava	8	0,35
Grava fina	16	0,38
Grava media	32	0,4
Grava gruesa	128	0,45

La grava es un material comúnmente usado en humedales subsuperficiales, debido su bajo costo, y a su alta permeabilidad, que evita una posible compactación del suelo, fenómeno que traería como consecuencia una escasez de espacio para el crecimiento de raíces, microorganismos, retención de agua y espacio para la infiltración del agua. (Araneda, 2016). Para humedales subsuperficiales se sugiere que el tamaño de grava debe estar entre 0,5 y 3 cm de diámetro, exceptuando una parte de la zona de entrada y salida, que debe ser de un diámetro mayor (Yocum, 2013). Dicho esto, se optará por la grava fina como sustrato principal del sistema, por lo que la porosidad será de 0,38, valor que no posee unidades.

Teniendo los valores necesarios para el cálculo de la superficie necesaria, a continuación, se reemplazan en la Ecuación 7.3, expuesta anteriormente.

$$A_s = \frac{7,244 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1} \times (\ln 105 - \ln 10)}{0,62 \text{ d}^{-1} \times 0,4 \text{ m} \times 0,38}$$

$$A_s = 180,7 \text{ m}^2$$

La relación entre el largo y el ancho de los humedales se recomienda debe estar en un rango de 3:1 a 10:1, dependiendo de las cargas de contaminantes a tratar, y del tipo de flujo. (González, 2011). Sin embargo, en un periodo de dos años no se encontraron diferencias significativas en la remoción de nutrientes ni DBO, para un estudio comparativo de tres humedales de distintas proporciones, que iban desde 4:1 hasta 30:1. (Yocum, 2013). Es por esto que, dada la forma del espacio en donde se instalará el sistema, es que se escoge una proporción de 4:1.

Conociendo dicha proporción, es posible determinar el ancho a través de la siguiente ecuación, mostrada a continuación:

$$w = \left(\frac{A_s}{R_A} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (7.6)$$

Donde:

W= Ancho del humedal (m).

A_s= Área superficial (m²).

R_A= Proporción longitud/ancho.

Reemplazando los valores conocidos en la Ecuación 7.6, se obtiene:

$$w = \left(\frac{180,7 \text{ m}^2}{4} \right)^{\frac{1}{2}}$$
$$w = 6,72 \text{ m}$$

La longitud del humedal puede ser calculada a través de la ecuación que se expone seguidamente:

$$L = \frac{A_s}{w} \quad (7.7)$$

Reemplazando en la Ecuación 7.7 las dimensiones ya calculadas:

$$L = \frac{180,7 \text{ m}^2}{6,72 \text{ m}}$$

$$L = 26,9 \text{ m}$$

A continuación, se muestra la Figura 7.3 con las dimensiones estipuladas para el humedal subsuperficial horizontal.

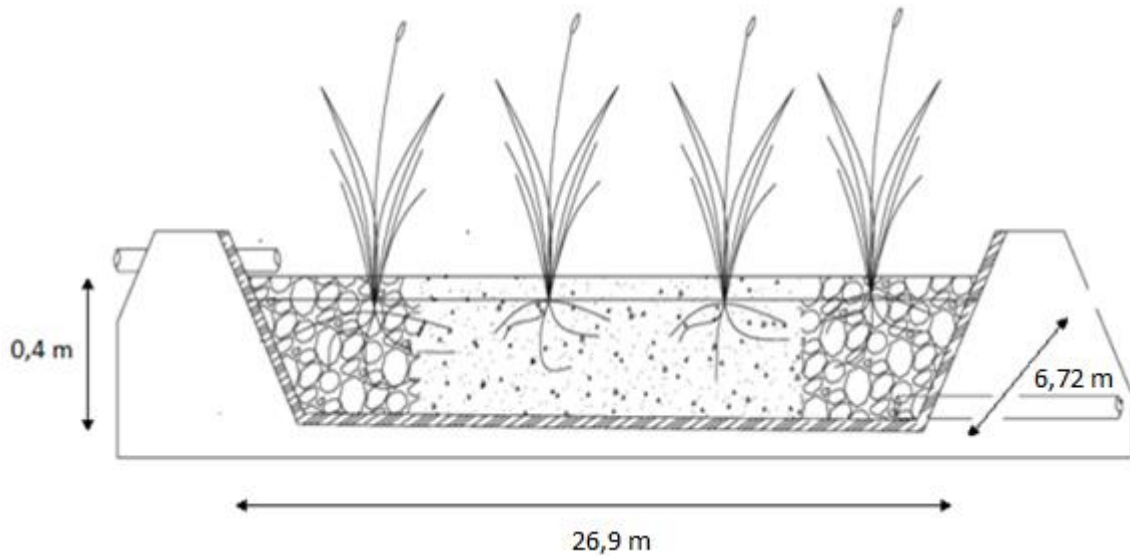


Figura 7.3 Esquematización dimensionamiento humedal subsuperficial. (Adaptado de Morales *et al*, 2013).

7.2.2 Vegetación del humedal

Los humedales son sistemas que durante su funcionamiento se encuentran inundados, por lo que sus espacios porosos se hallan saturados con agua. Debido a que la difusión del oxígeno es lenta en el agua, es que los suelos se vuelven anaerobios, lo que implica un ambiente poco adecuado para la mayoría de las especies vegetales. Sin embargo, las especies acuáticas emergentes se caracterizan por tener una buena capacidad de absorción de oxígeno y otros gases desde la atmósfera, a través de sus tallos y hojas que se encuentran por encima del agua. (Silva, 2010)

En ámbitos generales, las especies vegetales más recomendadas para humedales artificiales son macrófitos emergente típicos de zonas húmedas, como lo son el carrizo (*Phragmites*), la espadaña (*Typha*) y los juncos (*Scirpus*). A pesar de esto, se sugiere realizar la selección de la vegetación tomando en cuenta características de la región donde se realizará el proyecto. (García & Corzo, 2008)

A continuación, en la Tabla 7.2 se detallan las especies vegetales acuáticas registradas en la localidad de Colliguay, de características adecuadas para humedales subsuperficiales, dada su forma de vida y hábitat de crecimiento.

Tabla 7.2 Especies vegetales acuáticas del estero Puangue de Colliguay. (Zunino *et al*, 2007)

Nombre científico	Nombre común	Familia	Origen	Hábito
<i>Azolla filiculoides</i>	Hierba del pato	Azollaceae	Nativo	Hidrófilo
<i>Equisetum bogotense</i>	Hierba del platero	Equisetaceae	Nativo	Helófito
<i>Apio nodiflorum</i>	Apio	Apiaceae	Adventicio	Helófito
<i>Myriophyllum aquaticum</i>	Pinito de agua	Haloragaceae	Nativo	Hidrófilo
<i>Egeria densa</i>	Luchecillo	Hydrocharitaceae	Adventicio	Hidrófilo
<i>Elodea potamogeton</i>	Luchecillo	Hydrocharitaceae	Nativo	Hidrófilo
<i>Ludwigia pepilioides</i>	Pepinillo de agua	Onagraceae	Nativo	Hidrófilo
<i>Cyperus eragrostis</i>	Cortadera	Cyperaceae	Nativo	Helófito
<i>Carex setifolia</i>	Cortadera	Cyperaceae	Endémico	Helófito
<i>Carex decidua</i>	Cortadera	Cyperaceae	Nativo	Helófito
<i>Lemna minuta</i>	Lenteja de agua	Lemnaceae	Nativo	Hidrófilo
<i>Potamogeton berteranus</i>	Huiro	Potamogetoaceae	Nativo	Hidrófilo

Adicional a esto, se destacan dos especies introducidas presentes en la región de Valparaíso, que se caracterizan por su buena capacidad a tolerar agua contaminadas, siendo *Agrostis stolonifera* (chépica) y *Nasturtium officinale* (berro europeo) (Urrutia *et al*, 2017).

7.2.3 Cálculo de grava necesaria

La grava que se utilizará llenará el espacio excavado por donde fluirá el agua a depurar. Para el tamaño de la grava se recomienda que en los primeros 0,5 m de entrada y los últimos 0,5 m de salida debe ser de aproximadamente de 5 cm de diámetro, lo que reduce el riesgo de obstrucción del sistema. Por otro lado, en el resto del humedal el tamaño de partícula debe bordear los 0,5 y 3 cm de diámetro. (Yocum, 2013)

Definido esto, y teniendo ya en cuenta los dos tipos de grava a utilizar, de granulometría media y fina, se determina en primer lugar el volumen total de grava a necesaria en el humedal, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$Volumen\ total\ grava = alto \times ancho \times largo$$

(7.8)

Reemplazando los valores definidos anteriormente:

$$Volumen\ total\ grava = 0,4\ m \times 6,72\ m \times 26,9\ m$$

$$Volumen\ total\ grava = 72,31\ m^3$$

Sin embargo, de este total, solo una fracción corresponde a grava media, la cual se puede determinar a través de la ecuación mostrada a continuación:

$$Volumen\ grava\ media = alto \times ancho \times largo\ grava\ media$$

(7.9)

Utilizando los 0,5 m en la zona de entrada y los 0,5 m en la salida, como se definió anteriormente, se obtiene:

$$Volumen\ grava\ media = 0,4\ m \times 6,72\ m \times 1\ m$$

$$Volumen\ grava\ media = 2,69\ m^3$$

Mientras que la grava fina necesaria se obtiene con la diferencia de volúmenes ya calculados, como se aprecia en la siguiente fórmula:

$$Volumen\ grava\ fina = volumen\ total\ grava - volumen\ grava\ media$$

(7.10)

Conociendo ya los valores, y utilizándolos en la Ecuación 7.10:

$$Volumen\ grava\ fina = 72,31\ m^3 - 2,69\ m^3$$

$$\text{Volumen grava fina} = 69,2 \text{ m}^3$$

7.2.4 Cálculo recubrimiento impermeable

Los humedales en general requieren de barreras impermeables que impidan la contaminación del subsuelo o de aguas subterráneas con aguas residuales. En algunos casos esta barrera está presente naturalmente en forma de una capa arcillosa u otros materiales que pueden ser compactados hasta un estado cercano al impermeable, sin embargo, existen otras alternativas como membranas sintéticas muy comúnmente usadas. En los humedales subsuperficiales las membranas se instalan por debajo del medio granular, las cuales deben tener las propiedades mecánicas necesarias para soportarlo sin llegar a perforarse. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Las geomembranas de polietileno son barreras sintéticas de gran aplicación en el ámbito de la ingeniería, ya que permiten aislar distintos procesos del suelo en el que son situados. Dentro de estos productos, la geomembrana de polietileno de baja densidad (LLDPE) tiene gran adecuación en plantas de tratamientos de agua, debido a su buena flexibilidad para instalación en terrenos irregulares, sin una exposición directa al sol, mientras que la de alta densidad (HDPE) posee mayor resistencia a la radiación y al roce por superficies ásperas (Geosai, 2018), por lo que será esta última la más adecuada para prevenir roturas por desgaste.

La cantidad de geomembrana necesaria se determina con la suma del área de todas las caras del humedal, como se expone en la siguiente ecuación:

$$\text{Area geomemb} = 2 \times \text{cara frontal} + 2 \times \text{cara lateral} + \text{fondo} \tag{7.11}$$

Reemplazando los valores ya conocidos en la Ecuación 7.11 se obtiene:

$$\text{Area geomemb} = 2 \times (0,4 \text{ m} \times 6,72 \text{ m}) + 2 \times (0,4 \text{ m} \times 26,9 \text{ m}) + (26,9 \text{ m} \times 6,72 \text{ m})$$

$$\text{Area geomemb} = 207,7 \text{ m}^2$$

7.3 Línea hidráulica por gravedad

Las alcantarillas que suelen transportar aguas residuales domésticas están proyectadas para velocidades de flujo mínimas de 0,45 a 0,6 m s⁻¹, ya que bajo estas velocidades puede existir una decantación de sólidos, haciéndose necesaria una limpieza más frecuente. (Koutoudjian, 2007)

Debido a esto, es que, las tuberías de transporte por gravedad deben poseer una pendiente mínima para la cual se de dicha velocidad, la cual puede ser calculada por la fórmula de Manning, expuesta a continuación.

$$S = \left[\frac{V \times n}{R_h^{\frac{2}{3}}} \right]^2 \tag{7.12}$$

Donde:

S= pendiente de la línea de agua (mm⁻¹).

V= velocidad media del flujo (m s⁻¹).

n= coeficiente de rugosidad del material.

R_h= radio hidráulico (m).

La velocidad del flujo será un promedio entre el rango establecido, el cual corresponde a 0,525 m s⁻¹.

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) para las paredes de plástico de PVC corresponde a 0,009 (Hechavarría, 2017).

Por otro lado, el radio hidráulico (R_h) en una tubería llena, se puede determinar a través de la siguiente ecuación:

$$R_h = \frac{D}{4} \tag{7.13}$$

Donde:

D= diámetro de la tubería. (Koutoudjian, 2007).

Para conocer este valor, se utiliza una tubería comercial de PVC sanitario gris de 40 mm de diámetro externo, por lo que, con su espesor de 1,8 mm, su diámetro interno resulta en 36,4 mm. Reemplazando dicho valor en la Ecuación 7.13 se obtiene:

$$R_h = \frac{0,0364 \text{ m}}{4}$$

$$R_h = 9,1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Reemplazando los valores ya mencionados en la Ecuación 7.12, se obtiene:

$$S = \left[\frac{0,525 \text{ m s}^{-1} \times 0,009}{(9,1 \times 10^{-3} \text{ m})^{\frac{2}{3}}} \right]^2$$

$$S = 0,0118 \text{ mm}^{-1}$$

Dado que la pendiente corresponde a la división entre la diferencia de altura y la longitud entre dos puntos, se puede determinar la diferencia necesaria de altura que debe haber entre el punto de generación más alto y el tanque de almacenamiento, a través de la siguiente fórmula:

$$\Delta h \text{ necesaria} = S \times \text{longitud}$$

(7.14)

Reemplazando los valores medidos en el programa informático Google Earth:

$$\Delta h \text{ necesaria} = 0,0118 \times 91,33 \text{ m}$$

$$\Delta h \text{ necesaria} = 1,078 \text{ m}$$

De esta manera, se puede saber a cuanto profundidad debe estar enterrado el tanque, a través de la siguiente expresión.

$$\text{Profundidad del tanque} = \Delta h \text{ necesaria} - \text{diferencia de cotas} + \text{altura estanque}$$

(7.15)

Reemplazando los números determinados, se obtiene:

$$\text{Profundidad del tanque} = 1,078 \text{ m} - 2 \text{ m} + 0,92 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad del tanque} = -2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Este resultado de signo negativo significa que la entrada al tanque de almacenamiento puede estar 2 mm sobre la superficie del suelo para que se cumpla la velocidad mínima para evitar la decantación de sólidos. Sin embargo, debido a que el sistema de tuberías y bombas serán instaladas bajo suelo, es que la entrada del tanque se encontrará a 0,5 m de profundidad, por lo que, sumado a la altura del tanque, la base de este se ubicará 1,42 m bajo tierra.

El diagrama este tramo se expone en la Figura 7.4, considerando el punto de generación de aguas grises de mayor distancia al estanque, siendo esta una de las cabañas del centro.

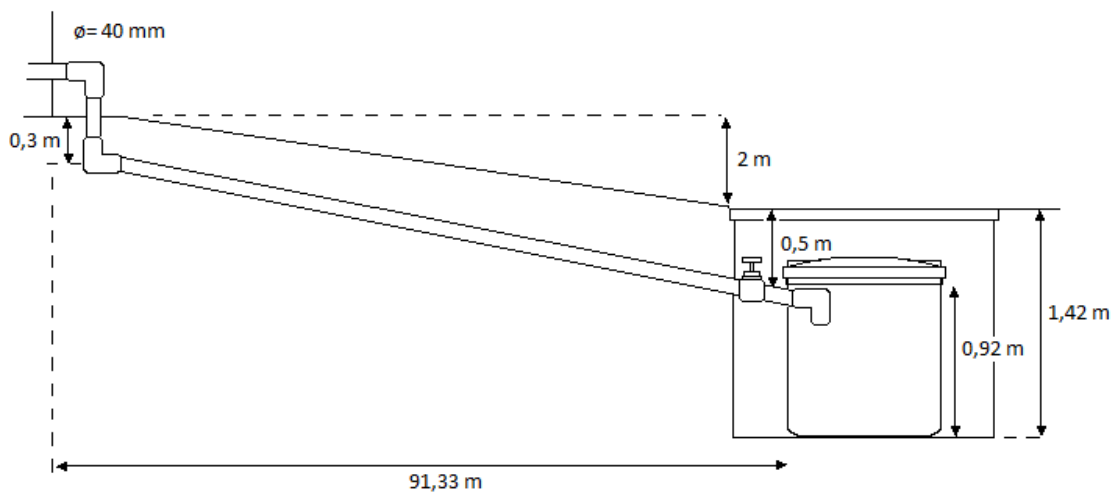






Figura 7.4 Diagrama de primera captación hacia estanque de bombeo.

7.4 Selección de equipos

Para conseguir un funcionamiento continuo en el sistema de tratamiento de aguas grises, se utilizarán diversos equipos de apoyo, disponibles en el mercado, los cuales, a través de una conexión a la red eléctrica, estarán adecuadamente instalados para evitar fallas e interrupciones en la reutilización de las aguas grises. Los principales equipos se encuentran detallados en la Tabla 7.3, en la cual se puede apreciar una foto de referencia, con su respectiva aplicabilidad; estos equipos fueron utilizados para realizar la evaluación económica en el Capítulo 9.

Tabla 7.3 Principales equipos de apoyo para el sistema.

Equipo	Imagen referencial	Aplicación
Bomba de inyección de agua		Impulsa un cierto volumen de agua entre dos niveles, a través de un motor que convierte su energía de rotación en energía cinética.
Interruptor de nivel		Automatiza bombas, regulando el flujo según el nivel del líquido en la succión o descarga, evitando que el nivel siga subiendo o bajando.
Sensor de presión		Automatiza bombas según la apertura o cierre de llaves u otros consumos, manteniendo la presión e impidiendo el funcionamiento en seco.
Estanque de almacenamiento de agua		Almacena un determinado volumen de agua, y provee un flujo continuo a los equipos de bombeo y depuración.

8. Organización de la planta

El sistema que considera la recolección, transporte y reutilización de aguas grises del “Centro Turismo rural Los Álamos” que comprende la instalación de diversas estructuras y equipos que, según su función, se ubican superficial o subterráneamente.

Las líneas hidráulicas destinadas a la recolección y transporte de las aguas grises atravesarán gran parte del terreno del centro, generando así un tratamiento integral que considera todas las instalaciones sanitarias permisibles por la normativa nacional vigente, siendo estas instaladas de manera subterránea, a una determinada profundidad, con el fin de protegerlas de agentes externos al sistema.

Por otro lado, la unidad de depuración de las aguas grises del sistema se emplaza de manera superficial, en un espacio que comprende aproximadamente 300 m², el cual presenta las condiciones adecuadas para el correcto tratamiento de las aguas grises, y a una distancia suficiente de zonas de actividades recreativas, para asegurar así la protección de la salud de los visitantes con respecto a los posibles vectores a generarse.

Finalmente, es posible visualizar la organización de las líneas de recolección por gravedad, líneas de impulsión por bombas, y línea de impulsión del agua depurada, y sus respectivos sistemas de filtro de zeolita y humedal subsuperficial, los cuales se aprecian en la Figura 8.1.

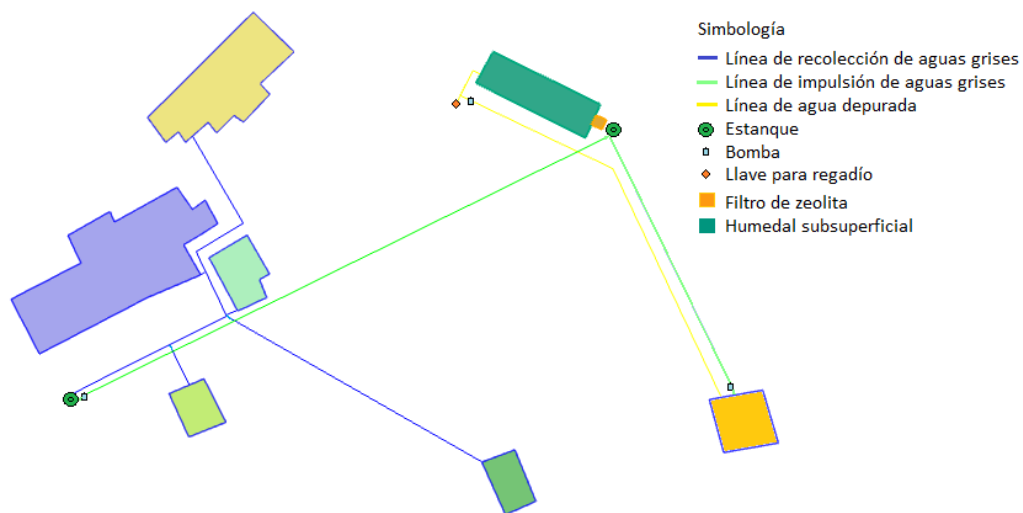


Figura 8.1 Distribución de la planta de tratamiento de aguas grises en centro “Los Álamos”.

9. Análisis de costos

La evaluación económica se hizo a través de un flujo de caja por 20 años, los criterios económicos considerados son el PRI (Periodo de Recuperación de la Inversión) y el VAN (Valor Actual Neto).

Periodo de Recuperación de la Inversión (PRI): Se define como el número esperado de tiempo que se requiere para recuperar la inversión original.

$$PRI = a + \frac{I_0 - b}{Ft} \quad (9.1)$$

Donde:

a= Número de periodos anterior hasta recuperar el desembolso inicial.

I_0 = Inversión inicial.

b= Suma de los flujos hasta el final del periodo "a".

Ft= Valor del flujo de caja del año en que se recupera la inversión.

Valor Actual Neto (VAN): Se describe como la diferencia entre todos los ingresos y egresos expresados en moneda actual. El proyecto se acepta, si el valor actual neto es igual o superior a cero (Saavedra, 2016).

$$VAN = \sum_{j=1}^n \frac{FNO}{(1+i)^j} - I_0 \quad (9.2)$$

Donde:

FNO= Flujo neto operacional (Ingresos-Egresos).

i= Tasa de descuento.

n= Número de periodos.

Los ingresos del proyecto estarán definidos por el ahorro en el consumo de agua potable, el cual, respecto a la situación actual del centro "Los Álamos", correspondería a un flujo económico positivo, reflejando así un ingreso anual.

Lo anterior está dado ya que gran parte del efluente del sistema de tratamiento de aguas grises se utilizará para el llenado de estanques de los inodoros instalados en la zona de camping, reduciendo el consumo de agua potable global al descontar este servicio, por lo que es posible determinar el ahorro de consumo respecto a la frecuencia de utilización de los baños por los usuarios de la zona de camping.

Durante el periodo de verano 2017-2018, se obtuvo un registro total de 4059 personas que hospedaron en la zona de camping, sin embargo, durante el resto del año suelen seguir recibiendo visitantes en menor medida, de los cuales no se cuenta con registros, por lo que, para efectos de cálculo, puede estimarse en 140 personas adicionales, por lo que, durante un año completo, el “Centro Turismo Rural Los Álamos” recibe aproximadamente 4199 personas.

Se sabe que los inodoros del centro tienen una capacidad de aproximadamente 12 l, mientras que, por otro lado, profesionales del área de la salud indican que una persona va en promedio de 6 a 7 veces a orinar y/o defecar durante un día (Clínica Las Condes, 2017), tomando con este dato una frecuencia media de 6,5 veces al día, sin embargo, dado que los baños de varones cuentan con urinarios separados con los cuales se reduce el uso de inodoros, se aplicará un factor de modificación de 65% a la frecuencia de uso. De esta manera, es posible determinar el caudal anual medio de agua utilizada para la evacuación de inodoros multiplicando los factores ya definidos anteriormente.

$$Q_{\text{anual inodoros}} = n^{\circ} \text{ personas} \times \text{volumen agua por acción} \times \text{frecuencia de uso} \times 0,65 \quad (9.3)$$

Reemplazando los valores definidos:

$$Q_{\text{anual inodoros}} = 4199 \text{ persona año}^{-1} \times 12 \text{ l acción}^{-1} \times 6,5 \text{ acción persona}^{-1} \times 0,65$$

$$Q_{\text{anual inodoros}} = 212889,3 \text{ l año}^{-1}$$

Este valor expresado en unidades de metros cúbicos queda de la siguiente forma:

$$212889,3 \text{ l año}^{-1} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} = 212,89 \text{ m}^3 \text{ año}^{-1}$$

Asumiendo que el sistema de reutilización de aguas grises cubrirá la totalidad del flujo de agua requerida para el llenado de estanques de inodoros, se puede asociar esta cifra a un ahorro económico que, según el precio del agua dado por el sistema de agua potable rural “El Molino” de Colliguay, puede

verse reflejado como beneficios en unidades de pesos chilenos, multiplicando el caudal anual por el precio por metro cúbico.

$$Ahorro_{\text{anual de agua potable}} = Q_{\text{anual inodoros}} \times \text{costo}_{\text{m}^3 \text{ agua potable}}$$

(9.4)

Reemplazando los valores conocidos:

$$Ahorro_{\text{anual de agua potable}} = 212,89 \text{ m}^3 \text{ año}^{-1} \times 2021,64 \text{ CLP m}^{-3}$$

$$Ahorro_{\text{anual de agua potable}} = 430387,3 \text{ CLP año}^{-1}$$

Por otro lado, los egresos del proyecto están dados por los costos de inversión, costos fijos operacionales, y costos asociados al mantenimiento y recambio de equipos que conlleva el desarrollo del sistema de reutilización de aguas grises propuesto.

Los costos de inversión se muestran en la Tabla 9.1, la cual que define el valor total en unidades de peso chileno (CLP) que debe emplearse en materiales, equipos y mano de obra para la construcción del sistema de reutilización de aguas grises para el centro “Turismo rural Los Álamos”.

Tabla 9.1 Costos de inversión del sistema de reutilización de aguas grises.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (\$CLP)	Total (\$CLP)
Movimiento de tierra e instalaciones				
Excavadora 20 ton	h	17,78	30.000	533.328
Jornales	d	25	12.300	307.500
Estructura				
Estanque 650 L	Unidad	2	68.900	137.800
Estanque 3400 L	Unidad	1	233.618	233.618
Geomembrana HPDE	m ²	224	2.100	470.400
Tuberías y accesorios				
Tubería PVC sanitario 40 mm	6 m	425	3.531	252.238
Codo 90° PVC sanitario 40 mm	Unidad	17	267	4.539
Codo 45° PVC sanitario 40 mm	Unidad	2	346	692
Conexión en Tee PVC sanitario 40 mm	Unidad	4	544	2.176
Conexión en Vee PVC sanitario 40 mm	Unidad	1	747	747
Terminal HE 40 mm	Unidad	8	1.500	12.000
Válvula angular	Unidad	3	8.790	26.370
Válvula Check horizontal	Unidad	2	7.174	13.348
Válvula Check vertical	Unidad	2	13.290	26.580
Válvula bola jardín 1/2 "	Unidad	1	2.070	2.070
Terminal 1/2" x 20 mm	Unidad	1	160	160
Buje 40x20mm	Unidad	1	490	490
Tubería PVC sanitario 75 mm	6 m	118	6.795	133.635
Codo 45° PVC sanitario 75 mm	Unidad	1	560	560
Conexión en Vee PVC sanitario 75 mm	Unidad	1	1.940	1.940
Adhesivo PVC lata 240 cc	Unidad	4	2.695	10.780
Tubería PVC Conduit 16 mm	6 m	143	1.036	24.691
Codo 90° PVC Conduit 16 mm	Unidad	2	328	656
Salida Caja	Unidad	4	125	500
Áridos				
Zeolita 0,3 - 1 mm	kg	1,68	3.000	5.040
Zeolita 3 - 5 mm	kg	3,36	4.000	13.440
Grava Fina	m ³	77,6	11.000	853.600
Grava Media	m ³	2,69	11.000	32.560
Vegetación				
Plantas helófitas	Unidad	150	500	75.000
Equipos electromecánicos				
Bomba centrífuga 0.6 HP	Unidad	1	59.500	59.500
Bomba centrífuga 1.0 HP	Unidad	2	85.680	171.360
Interruptor de nivel	Unidad	2	10.390	20.780
Presostato	Unidad	1	24.990	24.990
Cableado	100 m	143	22.790	32.273
			Total Inversión	3.485.361

De la sumatoria de los costos que respectan cada uno de los grupos de bienes y servicios ya indicados, es posible separar la inversión total en la mano de obra requerida y los activos fijos, referidos a los materiales y equipos, como se expone en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2 Suma de costos de inversión según tipo de bien o servicio.

Tipo de bien/servicio	Inversión (\$CLP)
Mano de obra	840.828
Materiales y equipos	2.644.533

Los costos operacionales del proyecto están dados por el consumo de energía eléctrica que conlleva la utilización de los equipos electromecánicos como lo son las bombas centrífugas, los sensores de nivel y el presostato. Para determinar el valor anual, se debe multiplicar el gasto energético anual definido anteriormente en el Capítulo 6, por el costo que tiene el consumo de 1 kWh en la región de Valparaíso, el cual corresponde a \$ 133,79 CLP (Chilquinta, 2018).

$$Gasto_{anual\ energético} = consumo_{anual\ energético} \times costo_{kWh\ energía} \tag{9.5}$$

Reemplazando en la ecuación:

$$Gasto_{anual\ energético} = 153,3\ kWh\ año^{-1} \times 133,78\ CLP\ kWh^{-1}$$

$$Gasto_{anual\ energético} = 20.508\ CLP\ año^{-1}$$

Respecto a la mantención del sistema global, se considera la mantención que respecta al filtro de zeolita y al humedal subsuperficial, despreciando así la mantención a redes hidráulicas y equipos, puesto que, sobre estos dos componentes, las características del diseño ya definidas y la baja frecuencia de funcionamiento respecto a su capacidad máxima, no representa un desgaste significativo durante su vida útil.

Por un lado, el filtro de zeolita posee una vida útil de aproximadamente 40 años (SII, 2003), sin embargo, requiere una mantención referida al cambio de sus capas de zeolita, la cual tiene una durabilidad mayor a 5 años (Ávila & Moreno, 2016), por lo que la frecuencia de recambio a escoger será de 8 años, con la cual también se cambiará la grava dispuesta en el fondo del filtro.

Los humedales artificiales poseen una prolongada vida útil respecto a otras tecnologías de tratamiento de aguas, con un periodo de vida que puede alcanzar los 40 años (Janisch & Schulz, 2015), sin embargo, durante todo el periodo los humedales requieren mantenciones, principalmente para evitar la obstrucción de este, por lo que el material filtrante debe ser cambiado entre los 8 y 15 años, siendo a los 11 años un promedio adecuado para el recambio del material, mientras que parte de las plantas deben ser cosechadas cada 6 meses, dado que las plantas en crecimiento suelen consumir mayor cantidad de nutrientes que los individuos adultos (Torres & Marín, 2012), estimando un valor de \$20.000 CLP anuales destinados al recambio de plantas.

Por otro lado, la renovación de equipos y materiales depende de la vida útil de estos, por lo que, al término de su vida útil es necesario invertir en un aparato nuevo que pueda ofrecer una correcta funcionalidad en el tratamiento.

Las geomembranas de polietileno presentan comúnmente una vida útil entre 5 a de 25 años (El Mercurio, 2015), siendo conveniente su recambio al año 15, mientras que, para el resto de los equipos, se puede conocer su vida útil a través de la tabla de bienes físicos del activo inmovilizado del servicio de impuestos internos, de la cual se puede destacar que la vida útil de las bombas centrífugas y aparatos eléctricos auxiliares es de 10 años y para cañerías de PVC es de 20 años (SII, 2003).

Los periodos asignados para la vida útil de cada uno de los materiales y equipos, y el costo que tienen cada uno, se exponen en la Tabla 9.3.

Tabla 9.3 Renovación de equipos.

Renovación de equipos		
Equipos/ Estructura	Costo (\$CLP)	Vida útil (año)
Geomembrana de polietileno	470.400	15
Bombas	230.860	10
Aparatos auxiliares	78.043	10
PVC	514.172	20

El valor residual de los equipos y materiales depende de la vida útil restante que cada uno de los elementos posea al momento de finalizar el horizonte de evaluación, es decir, al veinteavo año. En esta ocasión, se considera un valor de desecho cero al término de la vida útil del activo, y una depreciación lineal en el transcurso del tiempo, por lo que, el valor residual total se calcula sumando los valores residuales de cada equipo, que a su vez dependen de la vida útil restante del activo renovado, y su costo inicial, como se expone en la Tabla 9.4.

Tabla 9.4 Valor residual de equipos.

Equipos/ Estructura	Costo (\$CLP)	Vida útil restante (años)	Porcentaje de vida útil restante (%)	Valor residual (\$CLP)
Geomembrana de polietileno	470.400	10	66,6	313.286
Bombas	230.860	10	100	230.860
Aparatos auxiliares	78.043	10	100	78.043
PVC	514.172	20	100	514.172
			Total Valor Residual	1.136.361

En este punto, se han determinado las entradas y salidas para un año del cual se cuentan con registros de visitantes al centro, los cuales han condicionado los diseños físicos y económicos del sistema de tratamiento de aguas grises. Sin embargo, al no conocer años anteriores de registros se imposibilita la predicción del comportamiento creciente o decreciente que puede tener el flujo de caja.

A pesar de esto, se realizará una estimación de la proyección económica del proyecto, considerando una situación desfavorable en la cual la cantidad de visitantes es estática a través del tiempo, por lo que el ahorro de agua potable, al igual que el consumo de energía eléctrica solo se ven afectados por los incrementos anuales en los costos de los recursos naturales del país, siendo el incremento anual del agua potable y electricidad de 1,85% y 2,69% respectivamente (INE, 2018).

El flujo de caja llevado a 20 años de proyecto se muestra a continuación en la Tabla 9.5 y Tabla 9.6.

Tabla 9.5 1° parte flujo de caja para el proyecto de reutilización de aguas grises para el centro “Los Álamos”.

Horizonte de evaluación	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ingresos		430387	438349	446459	454718	463131	471699	480425	489313	498365	507585
Ahorro agua potable		430387	438349	446459	454718	463131	471699	480425	489313	498365	507585
Egresos	3485361	40508	41060	41626	42208	42805	43419	44049	155576	354263	46042
Costos operacionales		20508	21060	21626	22208	22805	23419	24049	24696	25360	26042
Costos mantención		20000	20000	20000	20000	20000	20000	20000	130880	20000	20000
Renovación de equipos										308903	
Inversión inicial	3485361										
Valor residual											
FLUJO DE CAJA	-3485361	389879	397290	404833	412511	420325	428280	436376	333737	144102	461543

Tabla 9.6 2° parte flujo de caja para el proyecto de reutilización de aguas grises para el centro “Los Álamos”.

Horizonte de evaluación	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Ingresos	516975	526539	536280	546201	556306	566598	577080	587756	598629	1746065
Ahorro agua potable	516975	526539	536280	546201	556306	566598	577080	587756	598629	609704
Egresos	840503	47462	48201	519359	49738	161418	50538	51360	875278	53070
Costos operacionales	26743	27462	28201	28959	29738	30538	30538	31360	32203	33070
Costos mantención	813760	20000	20000	20000	20000	130880	20000	20000	20000	20000
Renovación de equipos				470400					823075	
Inversión inicial										
Valor residual										1136361
FLUJO DE CAJA	-323527	479077	488080	26842	506568	405180	526542	536396	-276649	1692995

PRI	8,6
VAN	-291042

Obteniendo los resultados, es posible concluir que el proyecto tiene un tiempo de recuperación de la inversión de 8,6 años, sin embargo, su rentabilidad no es aceptable según el indicador económico del valor actual neto, siendo esta de -\$291.042 CLP, todo esto calculado a través de una tasa de descuento de 10%, cifra común en el desarrollo de proyectos en Chile.

10. Discusión

Dada la gran variación de visitantes que recibe el “Centro Turismo Rural Los Álamos” y la poca información respecto a estos flujos, la estimación del consumo de agua puede no ser la realidad del lugar. Esta situación condiciona el diseño final del proyecto y todo lo que conlleva su evaluación técnico-económica. Para efectos prácticos, este vacío de información puede suplirse a través de técnicas estimativas que ofrece la literatura especializada en el tema de tratamientos de aguas, sin embargo, cabe destacar la prioridad de estudiar la zona en la cual se desea implementar sistemas de este tipo, con el fin de no comprometer la funcionalidad de éstos.

Es importante mencionar que las actividades que se realizan en las zonas generan diversos volúmenes de aguas grises, destacando principalmente la época estival, ya que el resto del año el lugar alberga una mínima cantidad de habitantes, encontrándose cerrado al público por varios meses del año. Es por este motivo, que el diseño del proyecto está condicionado bajo los periodos de mayor actividad, periodos en los cuales las dueñas del centro deben contribuir las mayores cifras en consumo de agua potable para poder abastecer los servicios a sus visitantes.

Las cotizaciones tanto de movimientos de tierra, como los materiales necesarios se realizaron a partir de varias cotizaciones, priorizando siempre los valores mínimos y mejores características para brindar la mayor vida útil a los artefactos, aunque de todas maneras el análisis está sujeto a variaciones.

Se asume que, a partir de la realización de un flujo de caja y la determinación de indicadores económicos, el proyecto no es económicamente viable, dado una VAN de signo negativo. Desde este punto de vista se recomendaría no realizar la inversión.

Desde este análisis se puede realizar la comparación con otro caso similar en la localidad de Ensenada, específicamente en el parque “Los Ulmos” donde se pretende construir un humedal artificial de similares características y que en su evaluación económica también arrojó valores negativos, pero que a pedido del cliente se desarrollará de todas formas, trayendo beneficios en la disminución de las limpiezas que se deben generar a las fosas sépticas, como también atractivo turístico y valor ecológico adicional.

De igual manera para la localidad de Colliguay, existen elementos que le suman valor a la propuesta. Dado que en la zona existen varios lugares recreativos, que entregan los mismos servicios que el “Centro Turismo rural Los Álamos”, es que la idea de un tratamiento natural podría traer beneficios estéticos para una mayor cantidad de visitantes a las dependencias y también educativos con el fin de realizar charlas informativas que permitan familiarizar y concientizar a las personas de la importancia que existe en la reutilización de aguas, más aún en zonas que presentan tantos años de escasez hídrica.

11. Conclusiones

A través de la información bibliográfica e histórica del lugar, se logró desarrollar una estimación de un promedio correspondiente al flujo volumétrico diario de aguas grises que son generadas habitualmente en el centro “Turismo rural Los Álamos”, el cual, a pesar de carecer de estabilidad en sus variaciones, posee un comportamiento que varía aproximadamente desde los 1,5 hasta los 12 litros por minuto, destacando una media de 5,06 litros por minuto, todo esto evaluado para la época estival en el centro, periodo en el cual se presenta la mayor cantidad de personas en las dependencias del lugar.

Consecutivamente, se diseñó un sistema para el tratamiento y reutilización de las aguas grises, el cual consta principalmente de un filtro de zeolita, complementado con un humedal subsuperficial horizontal, a los cuales, a través de una red de tuberías y estaciones de bombeo, son dirigidas las aguas grises desde su punto de generación en los aparatos sanitarios de las diversas instalaciones higiénicas del centro, para posteriormente ser reutilizadas en forma de agua para riego de áreas verdes, como en el llenado de los tanques de inodoros habilitados en la zona de camping.

Finalmente, habiendo ya definido las dimensiones del sistema de tratamiento en sí, en base a los costos y ganancias que significaría la implementación de éste, se hizo una evaluación a un plazo de 20 años a futuro de la rentabilidad del proyecto propuesto a través de distintos indicadores económicos, de los cuales se pudo concluir que, a pesar de que el proyecto en sí carece de beneficios económicos directos e inmediatos, puede otorgar ventajas de manera indirecta a través de implementación y fomento de la sustentabilidad en el área del turismo.

12. Bibliografía

Araneda, I. 2016. Humedales construidos para el tratamiento sustentable de aguas grises: Efecto del acople de una celda de combustible microbiana. Universidad de Chile. Santiago, Chile.

Araya, J. 2017. Factibilidad técnico-económica de un sistema de reciclaje de aguas grises para chacra “La Esperanza”, Limache, Región de Valparaíso. Trabajo de titulación para optar al título profesional de ingeniero ambiental. Universidad de Valparaíso, Valparaíso, Chile,

Avila, I., Moreno M. 2016. Diseño, propuesta e implementación de un filtro para tratamiento de uso doméstico en tanques de reserva en la población del casco urbano de la inspección de San Antonio de Anapoima. Facultad de ingeniería, Universidad Libre, Bogotá, Colombia.

Banco Central de Chile. 2010. Informe de política monetaria Marzo Santiago, Chile.

Banco Mundial. 2011. CHILE Diagnóstico de la gestión de los recursos hídricos.

Chow, V. Maidment, D. W. Mays, L. 1994. Hidrología Aplicada. Editorial McGraw- Hill. Bogotá, Colombia.

Crites, Tchobanoglous. 2000. Sistemas de Manejo de Aguas Residuales para núcleos pequeños y descentralizados. Tomo 2. Impreso en Colombia, ediciones McGraw-Hill.

Comisión Nacional del Agua, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. 2007. Diseño de Lagunas de Estabilización. México.

Consejo para el Desarrollo y la Sostenibilidad Hídrica. 2018. Lineamientos Estratégicos e Iniciativas de Acción para la Política Hídrica Regional, Gobierno Regional de Valparaíso, Chile.

Convención sobre los humedales, Ramsar. 2012. Ficha informativa: Humedales, servicios de los ecosistemas. Gland, Suiza.

De Vargas, L. 2004. Tratamiento de aguas para consumo humano: Plantas de filtración rápida. Centro Panamericano de ingeniería sanitaria y ciencias del ambiente. Lima, Perú.

Decreto Fuerza de Ley N° 1. 1990. Ministerio de Salud. Diario Oficial de la República de Chile, Santiago, Chile.

Decreto Supremo N° 4. 2009. Ministerio de Secretaría General de la Presidencia. Diario Oficial de la República de Chile, Santiago, Chile.

Deloya-Martínez, A. 2000. Biodiscos: una alternativa de tratamiento biológico para aguas residuales cuando no se dispone de grandes extensiones de terreno. Revista Tecnología En Marcha.

Dirección General de Aguas. 2005. Determinación de tasas características de uso del agua según sector y rubro. Santiago, Chile.

Dupry, F. Ponce, J. 2012. Sistema de reutilización de aguas grises para uso domiciliario, trabajo de titulación. Santiago, Chile. Facultad tecnológica, Universidad de Santiago de Chile.

Duttle, M. 1990. Safe use of household greywater Guide M-106. New Mexico State University. New Mexico, USA.

Fangyue, L., Wichmann, K. 2009. Treatment of household grey water non-potable reuses. Hamburg, Germany.

Fonseca, C. 2010. Diseño de humedal construido para el tratar los lixiviados del proyecto de relleno sanitario de Pococí. Escuela de Ingeniería en Construcción. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.

FPA. 2007. Estudio biótico de la subcuenca del Estero Puangue y proposiciones para el desarrollo sustentable para la localidad de Colliguay, Chile.

Franco, M. 2007. Tratamiento y reutilización de aguas grises con aplicación a caso en Chile. Facultad de ciencias físicas y matemáticas. Universidad de Chile. Santiago, Chile.

García, J., Corzo, A. 2008. Depuración con humedales construidos: Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial. Cataluña, España.

Glynn, J., Heinke, G. 1999. Ingeniería Ambiental. Naucalpán de Juárez, México.

González, O. 2011. Metodología para el diseño de humedales con flujo subsuperficial horizontal. Ingeniería hidráulica y ambiental, Vol. XXXII. La Habana, Cuba.

Hardenberg, W., Edward, B. 2017. Ingeniería Sanitaria. Instituto Nacional de Estadística, Santiago, Chile.

Hechavarría, J. 2017. Formulación matemática del diseño de redes de abastecimiento. Guayaquil, Ecuador.

Heidke, C., Merino, S. 2007. Diseño del proyecto de una ecoaldea como propuesta de asentamiento humano sustentable: Predio los Culenes, valle de Colliguay, comuna de Quilpué, región de Valparaíso. Tesis para optar al título de ingeniero ambiental. Universidad de Valparaíso. Valparaíso, Chile.

Instituto Nacional de Estadísticas. 2018. Índice de precios al consumidor: Edición n° 239. Santiago, Chile.

Janisch & Schulz. 2015. Humedales artificiales: La manera natural de tratar el agua residual. Gambach, Germany.

Jefferson, B., Palmer, A., Jeffrey, P., Stuetz, R., Judd, S. Grey. 2004. Water characterisation and its impact on the selection and operation of technologies for urban reuse. Water Science and Technology. Vol. 50. No. 2. Sydney, Australia.

Koutoudjian, J. 2007. Estaciones de bombeo, operación y mantenimiento. Instituto de ingeniería ambiental. Universidad de buenos aires.

Larrea, C. 2015. Aplicación de un filtro de zeolita para la potabilización del agua nivel domiciliario sitio Palestina Cantón El Guabo Provincia El Oro. Universidad Técnica de Machala. Machala, Ecuador.

Llagas, W., Gómez, E. 2006. Diseño de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales en la UNMSM. Revista del Instituto de Investigaciones FIGMMG. Vol. 15. Lima, Perú.

Ley N° 19.300. 1994. Ministerio de Secretaría General de la Presidencia. Diario Oficial de la República de Chile, Santiago, Chile.

Ley N° 20.075. 1987. Ministerio de Obras Públicas. Diario Oficial de la República de Chile, Santiago, Chile.

Ley N° 21.075. 2018. Ministerio de Obras Públicas. Diario oficial de la república de Chile. Santiago, Chile.

Martín, I., Betancort, J., Salas, J., Peñate, B., Pidre, J., Sardón, N. 2006. Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población: Mejora de la calidad de los efluentes. Sevilla, España.

Mataix, C. 2012. Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas. Segunda edición. Publicado por Oxford University Press México S.A. México.

Mateu, C. 2015. Estudio y dimensionado experimental de Humedales Artificiales para la mejora de la Calidad de las Aguas de Cursos Fluviales Eutrofizados. Facultad de Ciencias Experimentales, Universidad Miguel Hernández de Elche. Alacant, España.

Merino, C. 2010. Estudio y selección de tecnologías de tratamientos de aguas residuales domesticas aplicadas a las cabeceras cantonales con poblaciones menos a 5000 habitantes mediante métodos naturales de la provincia de Loja. Loja, Ecuador.

Metcalf & Eddy. 1996. Inc. Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización. Madrid, España.

Métodos naturales de tratamiento de aguas residuales. Instituto geológico y minero de España. Madrid, España.

Menéndez, C., Pérez, J., García, J. 2005. Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales mediante filtros percoladores. Instituto superior politécnico José Antonio Echeverría. La Habana, Cuba.

Ministerio de Obras Públicas. Planilla Decretos zonas de escasez hídrica (2008 - 2017). Dirección General de Aguas. Chile.

Molina, H. 2001. Los Decretos con Fuerza de Ley en la constitución. Revista de derecho de la Universidad Católica de Valparaíso. Valparaíso, Chile.

Moreno, L. 2003. La depuración de aguas residuales urbanas de pequeñas poblaciones mediante infiltración directa en el terreno. Instituto geológico y minero de España. Madrid, España.

Muñoz, J., Ramos, M. 2014. Reactor discontinuo secuenciales: Una tecnología versátil en el tratamiento de aguas residuales. Universidad Militar de Nueva Granada.

Niño, E., Martínez, N. 2013. Estudio de aguas grises en tres niveles socioeconómicos de la ciudad de Bogotá. Facultad de Ingeniería Civil, Bogotá, Colombia.

Norma Chilena 1333. 1987. Ministerio de Secretaría General de la Presidencia. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

Norma Chilena 2794. 2003. Ministerio de Secretaría General de la Presidencia. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

Organización Panamericana de la Salud. 2005. Guía para el diseño de tecnologías de alcantarillado. Lima, Perú.

Pérez, A. 2010. Selección de sistema de tratamiento de aguas residuales para la localidad de Santa Barbara usando metodología de decisión multicriterio AHP. Facultad de ciencias y matemáticas, Universidad de Chile. Santiago, Chile.

Pidre, J. 2010. Influencia del tipo y granulometría del sustrato en la depuración de las aguas residuales por el sistema de humedales artificiales de flujo vertical y horizontal. Facultad de ciencias del mar y ambientales, Universidad de Cádiz. Cádiz, España.

Reed, S., Crites, R., Middlebrooks, E. 1995. Natural systems for waste management and treatment. Nueva York, Estados Unidos.

Reglamento sobre Condiciones Sanitarias Básicas para la Reutilización de Aguas Grises, Ministerio de Salud. 2018. Santiago, Chile.

Rivera, D. 2015. Humedales de flujo subsuperficial como biofiltros de aguas residuales en Colombia. Cuaderno Activa.

Rogel, J. Tratamiento del suelo y agua freática contaminada. Madrid, España.

Saavedra, M. 2016. Factibilidad técnico-económica de un sistema de tratamiento en base a tecnología anaerobia para purines generados en Agrícola el Mirador, Casablanca, Región de Valparaíso. Trabajo de titulación para optar al título profesional de ingeniero ambiental. Universidad de Valparaíso, Valparaíso, Chile.

Scodelaro, F. 2012. Introducción al tratamiento de aguas residuales. Bahía Blanca, Argentina.

Silva, J. 2010. Humedales construidos. Escuela de Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente. Universidad del Valle. Cali, Colombia.

Streeter, V., Wyle, E., Bedford, K. 2000. Mecánica de Fluidos. Novena edición. Impreso en Colombia, ediciones McGraw-Hill.

Superintendencia de Servicios Sanitarios. 2008. Nivel de consumo de agua potable en el país. Santiago. Chile.

Superintendencia de Servicios Sanitarios. 2009. Serie del consumo responsable: Manual para el hogar. Santiago, Chile.

Torres, E., Marín, A. 2012. Optimización del humedal artificial subsuperficial para tratamiento de aguas residuales. Universidad Libre. Bogotá, Colombia.

UNESCO. 2003. Agua para todos, agua para la vida. Primer Informe de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos en el Mundo. París, Francia.

UNESCO. 2018. Soluciones basadas en la naturaleza para la gestión del agua. Informe Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo del Recurso Hídrico. París, Francia.

United States Environmental Protection Agency. 1993. Guía Para el Diseño Y Construcción de un Humedal Construido con Flujos Subsuperficiales. División de manejo de Aguas, Rama de instalaciones municipales, sección técnica. Washington D.C., Estados Unidos.

United States Environmental Protection Agency. 2000. Folleto informativo de tecnología de aguas residuales. 2000. Humedales de flujo libre superficial. Washington D.C., Estados Unidos.

Urrutia, J., Sánchez, P., Pauchard, A., Hauenstein, E. Flora acuática y palustre introducida en Chile. Laboratorio de Invasiones Biológicas, Universidad de Concepción. Concepción, Chile.

Yocum, D. 2013. Manual de diseño: Humedal construido para el tratamiento de las aguas grises por biofiltración. Bren School of Environmental Science and Management, University of California, Santa Barbara. California, USA.

13. Anexos

Anexo 1: Tabla de ventajas y desventajas de sistemas de tratamiento de aguas.

Tratamiento	Ventajas	Desventajas
Infiltración rápida	<ul style="list-style-type: none"> - Bajo costo de operación y mantenimiento. - Personal de mantenimiento poco especializado. - Alta remoción de DBO5 y sólidos suspendidos (90%). - Elevada eliminación de patógenos, fósforo, nitrógeno y metales pesados. - Estable frente a variaciones de temperatura. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mantenimiento periódico en su superficie. - Necesidad de terreno de permeabilidad alta, y pendientes bajo 20%.
Infiltración lenta	<ul style="list-style-type: none"> - Aplicable en terrenos irregulares. - No produce lodos. - No requiere personal especializado. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere de atención del controlador para evitar atascamientos. - Puede contaminar acuíferos en zonas de nivel freático alto.
Escorrentía superficial	<ul style="list-style-type: none"> - Bajos costos de instalación y mantenimiento. - Remueve grandes cantidades de DBO, sólidos suspendidos, nitrógeno y compuestos orgánicos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Baja su rendimiento frente a precipitaciones continuas. - Baja eficiencia en la remoción de fósforo, metales pesados y organismos patógenos.
Humedal de flujo superficial	<ul style="list-style-type: none"> - Bajos costos de construcción, operación y mantenimiento. - Estable frente a variaciones de caudal. - No produce lodos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere grandes cantidades de terreno. - Reduce la remoción de DBO frente a bajas temperaturas. - Requiere pendientes menores a 5%.
Humedal de flujo subsuperficial	<ul style="list-style-type: none"> - Alta remoción de materia orgánica, DBO, DQO, SST, N, P y metales pesados. - Bajos costos de operación y mantenimiento. - No produce lodos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere pendientes menores a 5%. - Baja su eficiencia al desarrollarse vegetación (3-6 meses).
Filtro percolador	<ul style="list-style-type: none"> - Estable frente a variaciones de caudal y concentraciones. - Produce lodos fáciles de decantar. 	<ul style="list-style-type: none"> - Riesgo de vectores en climas cálidos o templados. - Requiere de operador capacitado.

Anexo 2: Puntuación en selección de alternativas.

Características Climáticas

Variable	Tecnología			
	IR	IL	ES	HSS
Temperatura (C)	26-28	23-24	18-20	24-25
Precipitaciones (mm/mes)	22-267	45-218	64-325	61-313

La puntuación para este ítem está en función a las características climáticas de Colliguay, y se le dará mayor puntuación a la tecnología que más se ajuste a su caso.

	Apto	Moderado	No apto
Puntuación	5	3	1

Característica del suelo

Variable	Tecnología			
	IR	IL	ES	HSS
Permeabilidad (adimensional)	Permeabilidad alta	Permeabilidad moderada	Permeabilidad baja	Permeabilidad baja

Se dará una puntuación mayor a la tecnología que se adapte a las condiciones del lugar y menor a la que no presente las condiciones adecuadas.

	Apto	Moderado	No apto
Puntuación	5	3	1

Características del terreno

Variable	Tecnología			
	IR	IL	ES	HSS
Superficie necesaria (m2/hab)	2-20	8-20	2.5-6	1.5-7
Profundidad Nivel freático (m)	> 3,0	1-1,5	No critico	No critico
Pendiente (%)	3-10	5-20	3-8	< 5

La mayor valoración será para las variables que más se ajusten a la zona de estudio, asignándole una mayor puntuación.

	Apto	Moderado	No apto
Puntuación	5	3	1

Eficiencia de la tecnología

Variable	Tecnología			
	IR	IL	ES	HSS
Remoción de SST (%)	92-95	95-99	95-99	60-98
Remoción de DBO (%)	80-95	95-99	80-99	60-98
Coliformes fecales	99.9	99.9	99.9	99.9

Las puntuaciones serán asignadas dependiendo del porcentaje de remoción que tengan las distintas tecnologías, considerando un promedio entre sus extremos.

	>90	50-90	<50
Puntuación	5	3	1

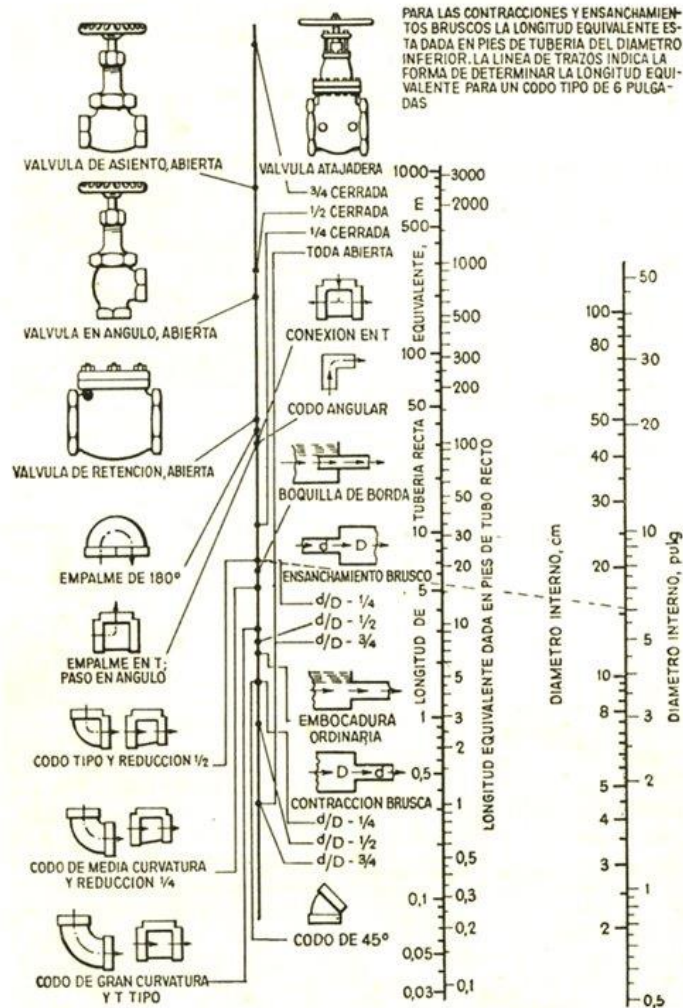
Costos de operación y mantenimiento

Variable	Tecnología			
	IR	IL	ES	HSS
Coste por habitante (USD/hab/año)	3.68	5.35	1.57	2.50

Los valores por coste de operación y mantenimiento fueron obtenidos por manuales EPA. Se dará una valoración, entre el sistema de depuración poco económico y el muy económico.

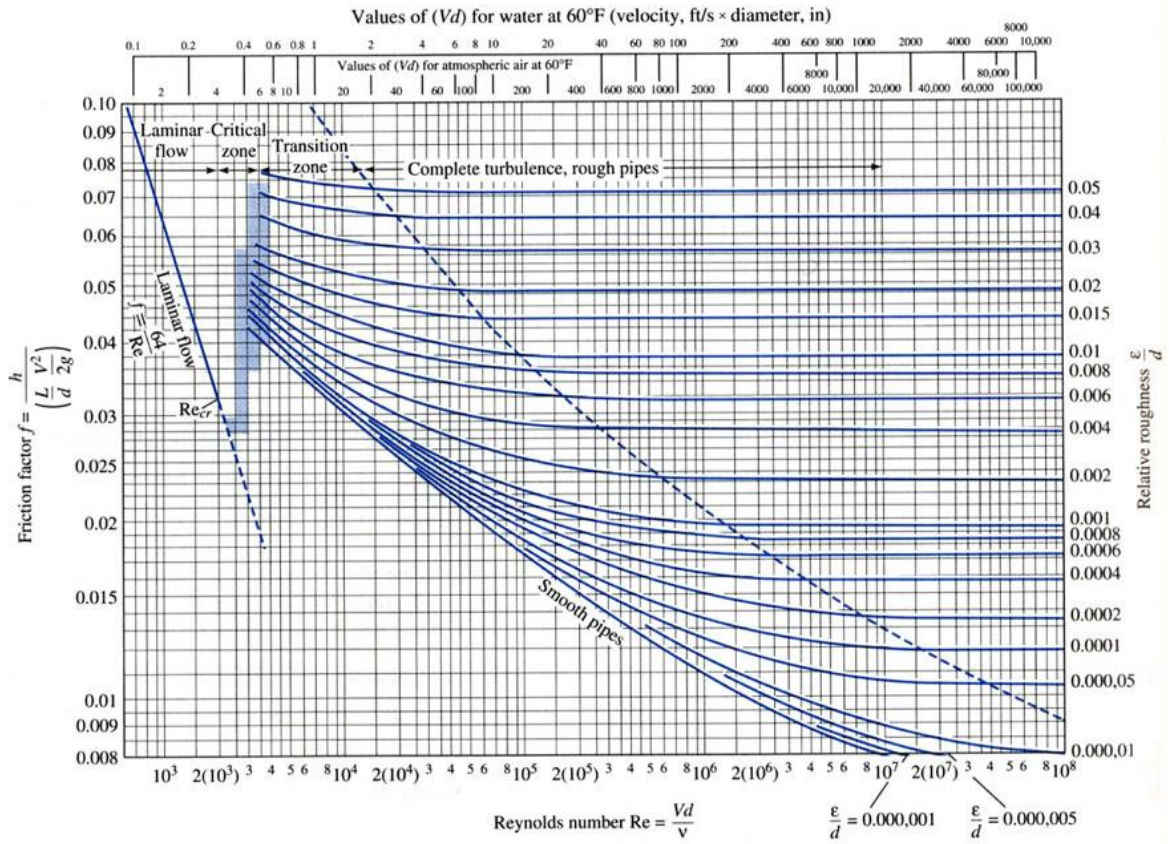
	Muy económico	Económico	Poco económico
Puntuación	5	3	1

Anexo 3: Nomograma y tabla de pérdidas secundarias por fittings.



Tipo de válvula y condiciones de operación			Longitud equivalente en diámetros de tubo, Le/D	
Válvula de Globo	Vástago perpendicular a los tubos	Asiento plano, cónico o tipo macho sin obstrucción. Con disco de aleta o guiado con pasador.	Apert. total	340
			Apert. total	450
	Modelo en Y	Asiento plano, cónico o tipo macho sin obstrucción. Con vástago a 60° de la tubería.	Apert. total	175
		Con vástago a 45° de la tubería.	Apert. total	145
Válvulas en Angulo		Asiento plano, cónico o tipo macho sin obstrucción.	Apert. total	145
		Con disco de aleta o guiado con pasador.	Apert. total	200
Válvulas de Compuerta	Cuña, disco, disco doble o disco de macho.		Apert. total	13
			3/4 apert.	35
			1/2 apert.	160
			1/4 apert.	900
	Pulpa de papel.		Apert. total	17
			3/4 apert.	50
1/2 apert.			260	
1/4 apert.			1 200	
Válvulas de Retención	Convencional de bisagra.	0,5+	Apert. total	135
	Bisagra rectilínea.	0,5+	Apert. total	50
	Globo elevable o corte: Vástago Perpendicular al tubo o en Y.	2,0+	Apert. total	igual que globo
		2,0+	Apert. total	igual que ángulo
	Elevación o tope en ángulo.	2,5+ vertical 0,25+ horizontal	Apert. total	150
Válvulas de Pie con Coladera	Bola en la tubería.	Con disco elevable con vástago. 0,3+	Apert. total	420
		Con disco 0,4+	Apert. total	75

Anexo 4: Diagrama de Moody.



Anexo 5: Tabla de caudales de aguas grises generados registrados y estimados por zona.

Caudal de aguas grises (m ³ día ⁻¹)			
Día	Restaurantes	Cabañas y casas	Camping
28 Dic		0,00	0,23
29 Dic		0,63	0,23
30 Dic		1,05	4,42
31 Dic		1,05	6,13
1 Ene		0,63	6,36
2 Ene		0,21	1,32
3 Ene	0,30	0,21	0,31
4 Ene	0,08	0,21	0,31
5 Ene	0,23	0,21	3,49
6 Ene	0,91	0,21	8,62
7 Ene	1,21	0,21	10,40
8 Ene	0,15	0,21	3,57
9 Ene	0,21	0,21	2,33
10 Ene	0,46	0,21	1,86
11 Ene	0,12	0,21	3,73
12 Ene	0,27	1,05	7,99
13 Ene	1,29	1,05	7,68
14 Ene	1,00	1,05	6,36
15 Ene	0,21	0,21	3,18
16 Ene	0,34	0,21	2,02
17 Ene	0,42	0,63	2,17
18 Ene	0,25	0,63	3,18
19 Ene	0,17	1,05	4,35
20 Ene	0,28	1,05	7,06
21 Ene	1,31	1,05	9,00
22 Ene	0,43	0,63	2,41
23 Ene	0,24	1,05	1,32
24 Ene	0,30	1,05	2,87
25 Ene	0,50	1,05	3,65
26 Ene	0,58	1,47	5,36
27 Ene	0,64	1,47	8,30
28 Ene	0,87	1,47	6,99
29 Ene	0,14	0,63	1,79
30 Ene	0,24	0,21	3,18
31 Ene	0,24	0,35	1,79
1 Feb	0,23	0,35	2,72
2 Feb	0,49	0,77	4,04
3 Feb	0,56	1,19	10,71
4 Feb	0,80	1,19	9,93
5 Feb	0,56	0,63	4,35
6 Feb	0,53	0,63	3,73
7 Feb	0,42	0,63	4,81
8 Feb	0,24	0,21	4,97
9 Feb	0,37	0,63	7,53
10 Feb	0,75	1,05	10,79

11 Feb	0,91	1,05	13,04
12 Feb	0,49	1,05	6,44
13 Feb	0,33	1,05	6,13
14 Feb	0,42	1,05	9,47
15 Feb	0,64	1,05	14,20
16 Feb	0,49	1,47	11,10
17 Feb	0,83	1,47	3,88
18 Feb	1,12	1,47	5,05
19 Feb	0,15	0,21	4,04
20 Feb	0,36	0,63	2,95
21 Feb	0,34	0,63	5,12
22 Feb	0,31	0,63	8,93
23 Feb	0,43	1,05	7,53
24 Feb	0,43	1,05	2,33
25 Feb	1,18	1,05	1,63
26 Feb	0,23	0,63	1,16
27 Feb	0,05	0,63	0,70
28 Feb	0,25	1,05	1,09
1 Mar	0,17	0,63	1,09
2 Mar	0,36	0,63	1,09
3 Mar	0,58	0,63	0,54
Total	29,93	50,65	334,67