

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
ESCUELA DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN E INGENIERÍA AMBIENTAL



TRATAMIENTO DE EFLUENTES LÍQUIDOS INDUSTRIALES

PARA UNA INDUSTRIA GRÁFICA CON
SISTEMA DE IMPRESIÓN OFFSET

PROYECTO FINAL INTEGRADOR DE CARRERA PARA EL TÍTULO
DE INGENIERÍA AMBIENTAL

AYELEN NADIA BECKER

LEGAJO N°5364

BUENOS AIRES

04 DE MAYO DE 2018

Índice de contenidos

RESUMEN	1
CAPITULO I	
INTRODUCCIÓN	2
1.1. Formulación a la problemática ambiental del proyecto y alternativas propuestas.....	2
1.2. Objetivo y alcance del proyecto.....	4
1.3. Justificación del proyecto	4
CAPITULO II	
MARCO TEORICO	5
2.1. Introducción a la problemática ambiental de los efluentes líquidos industriales.....	5
2.2. Problemática ambiental derivada de los efluentes generados durante el proceso de impresión	6
2.3. Introducción al proceso de impresión offset	7
2.4. Diagnóstico	9
2.4.1. Caracterización del lugar destinado para la planta de tratamiento de efluentes	10
2.5. Estudios preliminares	12
2.5.1. Proceso productivo	12
2.5.2. Residuos sólidos	15
2.5.2.1. Residuos asimilables a sólidos urbanos.....	15
2.5.2.2. Residuos peligrosos.....	15
2.5.3. Emisiones gaseosas	16
2.5.4. Abastecimiento de agua y efluentes generados	16
2.5.4.1. Efluentes cloacales	16
2.5.4.2. Efluentes pluviales	16
2.5.4.3. Efluentes industriales	16
2.5.5. Registro fotográfico	18
2.6. Marco legal	21
CAPITULO III	
MEMORIA DESCRIPTIVA Y ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS	23
3.1. Alternativas de tratamiento.....	23
3.1.1. Tratamiento por coagulación, floculación y sedimentación.....	24
3.1.1.1. Proceso de coagulación.....	25

3.1.1.2.	Proceso de floculación	29
3.1.1.3.	Proceso de sedimentación	30
3.1.1.4.	Lodos	31
3.1.2.	Tratamiento por proceso de oxidación avanzada (POA): foto-Fenton	32
3.1.2.1.	Dosis de catalizador y peróxido de hidrógeno	34
3.1.2.2.	Temperatura y pH	35
3.1.2.3.	Tiempo de proceso	36
3.1.2.4.	Transferencia de radiación UV	36
3.1.3.	Comparación entre ambos sistemas de tratamiento.....	37
3.2.	Memoria descriptiva de la planta de tratamiento	40
3.2.1.	Planta de tratamiento por coagulación, floculación y sedimentación	40
3.2.1.1.	Cámara de equalización y neutralización	40
3.2.1.2.	Cámara de coagulación	40
3.2.1.3.	Cámara de floculación	41
3.2.1.4.	Cámara de sedimentación	41
3.2.1.5.	Cámara Tomadora de Muestras y Medidora de Caudal	42
3.2.1.6.	Diagrama de flujo y esquema de la planta de tratamiento	42
3.2.2.	Planta de tratamiento por foto-Fenton	44
3.2.2.1.	Diagrama de flujo y esquema de la planta de tratamiento	44
3.3.	Conclusiones.....	45

CAPITULO IV

METODOLOGÍA PRÁCTICA, RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EN LABORATORIO	46	
4.1	Caracterización del efluente	47
4.1.1	Resultados de la caracterización del efluente	47
4.2	Pruebas de Jar-Test en INTI - Ambiente	48
4.2.1	Metodología para la evaluación de resultados	49
4.2.2	Cálculo del gradiente de velocidad.....	50
4.2.3	Primer ensayo: Determinación del coagulante más efectivo.....	52
4.2.3.1	Resultados del primer ensayo	53
	Análisis de la formación de flóculos, barros sedimentados y en el sobrenadante	56
4.2.3.2	Análisis de costos de los coagulantes.....	57
4.2.3.3	Determinación de la dosis coagulante más efectivo	58

4.2.4	Segundo ensayo: Ajuste de dosis del coagulante más efectivo.....	58
4.2.4.1	Resultados del segundo ensayo	59
	Análisis de la formación de flóculos, barros sedimentados y en el sobrenadante	63
4.2.5	Conclusiones de los ensayos de Jar-Test	64
4.3	Ensayos en reactor foto-Fenton en 3iA	65
4.4	Registro fotográfico del trabajo en laboratorio	66
4.5	Discusiones y conclusiones.....	71

CAPITULO V

ANALISIS DE ALTERNATIVAS PARA LA COMBINACIÓN DE PROCESOS DE TRATAMIENTO - ELECCIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL ADOPTADO..... 72

5.1.	Análisis del proceso foto-Fenton como alternativa para la segunda instancia de tratamiento.....	73
5.2.	Análisis del proceso biológico por reactores secuenciales discontinuos (SBR) como alternativa para la segunda instancia de tratamiento	76
5.2.1.	Temperatura, pH y nutrientes.....	82
5.2.2.	Operación y control	82
5.2.3.	Requerimiento de oxígeno	83
5.2.4.	Diagrama de flujo y esquema de la planta de tratamiento	84
5.3.	Conclusiones.....	86

CAPITULO VI

MEMORIA DE CÁLCULO DEL DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO. CONSIDERACIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES..... 87

6.1.	Cámara medidora de caudal	88
6.1.1.	Medidas resumen.....	91
6.2.	Cámara de ecualización	91
6.2.1.	Dimensión de la cámara.....	92
6.2.2.	Sistema de mezclado y distribución del flujo	94
6.2.3.	Dosificadores de solución	95
6.2.4.	Variables y medidas resumen de la unidad	95
6.3.	Cámara de coagulación	96
6.3.1.	Dimensión de la cámara.....	96
6.3.2.	Dosificador de coagulante	97
6.3.3.	Sistema de mezcla	97

6.3.4.	Variables y medidas resumen de la unidad	98
6.4.	Cámara de floculación.....	99
6.4.1.	Dimensión de la cámara.....	99
6.4.2.	Dosificador de floculante	99
6.4.3.	Potencia de mezcla	99
6.4.4.	Sistema de mezcla.....	100
6.4.5.	Velocidad de mezcla	101
6.4.6.	Variables y medidas resumen de la unidad	101
6.5.	Cámara de sedimentación.....	102
6.5.1.	Dimensión de la cámara.....	103
6.5.2.	Zona de entrada.....	105
6.5.3.	Zona de salida.....	108
6.5.4.	Zona de recolección de barros	110
6.5.5.	Almacenamiento provisorio de lodos.....	111
6.5.6.	Variables y Medidas resumen de la unidad	112
6.6.	Sistema de tratamiento biológico: Reactores SBR	114
6.6.1.	Fundamento teórico	114
6.6.2.	Determinación de los tiempos de proceso.....	123
6.6.3.	Requerimiento de oxígeno	130
6.6.4.	Regulación del pH.....	137
6.6.5.	Variables y medidas resumen de la unidad	138
6.7.	Cámara tomadora de muestras y medidor de caudal (CTMyMC).....	140
6.7.1.	Medidas resumen de la unidad	140
6.8.	Dosificadores de solución	141
6.9.	Tanques de almacenamiento	142
6.9.1.	Tanques de almacenamiento para insumos químicos	142
6.10.	Sistemas de conducción	143
6.10.1.	Pérdidas de carga en conducciones.....	148
6.11.	Sistema de impulsión.....	151
6.12.	Sistema de control y automatización.....	153
6.13.	Puesta en marcha.....	153
6.14.	Lugar destinado y análisis de la configuración espacial de las unidades de tratamiento.....	154

6.15.	Conclusiones	156
6.16.	Recomendaciones	156
CAPITULO VII		
PLANOS DEL PROYECTO		158
CAPITULO VIII		
CÓMPUTO Y PRESUPUESTO- EVALUACIÓN ECONÓMICA		159
8.1.	Inversión inicial.....	159
8.2.	Costo operación y mantenimiento	164
8.2.1.	Insumos químicos	164
8.2.2.	Servicios: Energía eléctrica	164
8.2.3.	Mano de obra.....	165
8.2.4.	Costos variables, indirectos y esporádicos.....	166
8.2.5.	Costo total por m ³	166
8.2.6.	Costo de la gestión de lodos	166
8.2.7.	Comparación con el costo por disposición directa tercerizada	166
8.3.	Viabilidad presupuestaria	167
8.4.	Sistema de financiamiento	169
8.5.	Conclusiones.....	170
CAPITULO IX		
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL Y PLAN DE GESTION AMBIENTAL		171
9.1.	Objetivos y alcance	172
9.2.	Metodología	172
9.3.	Descripción general del proyecto	172
9.3.1.	Perfil de la empresa	172
9.3.2.	Perfil de la PTELI	173
9.4.	Consideraciones legales	173
9.5.	Antecedentes y diagnóstico ambiental del área de estudio	174
9.5.1	Estructura demográfica y distribución territorial	175
9.5.1.1	Actividades productivas.....	176
9.5.2	Aspectos climatológicos	177
9.5.3	Aspectos topográficos y geológicos	178
9.5.4	Aspectos hidrogeológicos e hidrológicos.....	178
9.5.5	Flora y Fauna	180

9.5.6	Amenazas naturales	180
9.5	Impactos ambientales	181
9.5.1	Aspectos Ambientales.....	181
9.5.2	Factores Ambientales.....	182
9.5.3	Matriz de Impactos Ambientales	184
9.5.3.1	Identificación de Impactos Ambientales	185
9.5.3.2	Caracterización de los Impactos Ambientales	186
9.5.3.3	Valorización de los Impactos Ambientales	192
9.6	Plan de Gestión Ambiental (PGA)	195
9.6.1	Programa de prevención	195
9.6.2	Programa de monitoreo y seguimiento.....	197
9.6.3	Programa de mitigación	198
9.6.4	Programa de contingencias.....	199
9.6.5	Programa de capacitación.....	200
9.7	Conclusiones.....	200
	CONCLUSIONES FINALES.....	202
	RECOMENDACIONES GENERALES.....	204
	ANEXOS	212

RESUMEN

Las empresas graficas generan efluente industrial principalmente durante el proceso de limpieza de máquinas impresoras y elementos que las componen, como los rodillos y las planchas de impresión. Estos efluentes están compuestos por gran variedad de tintas y sustancias aditivas, de estructuras complejas y fuerte estabilidad.

Estas aguas residuales se caracterizan por su elevado color, turbidez y carga orgánica. La calidad de las mismas no permite su reutilización o recirculación, además de no cumplir con las exigencias medioambientales establecidas por la normativa vigente para vuelco a cuerpo receptor.

En el presente proyecto se analizan las descargas líquidas industriales generadas por una empresa gráfica ubicada en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires (CABA). Esta industria se dedica a brindar servicios relacionados con la impresión mediante el sistema de impresión offset.

La empresa carece actualmente de un sistema de tratamiento para sus descargas industriales, optando por la disposición final a gestores ambientales autorizados, lo cual implica un costo tanto económico como ambiental.

Se estudiaron dos alternativas para el tratamiento fisicoquímico de estos efluentes industriales, seguido de un sistema biológico discontinuo. A partir del relevamiento de la empresa, caracterización de muestras en laboratorio, aplicación de ensayos de tratabilidad y análisis de material bibliográfico específico, se realizó el diseño del sistema de tratamiento, el cual permite obtener una calidad final de efluente que cumple con las especificaciones de vuelco a colectora cloacal.

Se presentan además los planos de obra, el cómputo y presupuesto integral, la evaluación de impacto ambiental y el plan de gestión ambiental del proyecto.

Este proyecto es viable desde el punto de vista técnico, económico y socioambiental. Para la imprenta, la incorporación del sistema de tratamiento representa una reducción de 90% en el costo de la gestión de sus efluentes. Para el medio ambiente, contribuye a la disminución de posibles impactos negativos y al aumento de numerosos beneficios intangibles que representa una gestión adecuada de las descargas industriales.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Formulación a la problemática ambiental del proyecto y alternativas propuestas

Las empresas graficas generan diferentes residuos en su proceso industrial. Las corrientes liquidas se generan principalmente durante el proceso de humectación de rodillos y para la limpieza posterior de las maquinarias, los rodillos y las planchas de impresión luego de cada tirada de impresión o cambio de color. El efluente generado, en consecuencia, presentan gran variedad de tintas de impresión, solución reveladora, resinas, barnices y agua principalmente, confiriéndole elevada turbidez, color y carga orgánica.

La calidad de estas aguas residuales no cumple con las exigencias medioambientales establecidas por la normativa vigente para vuelco a cuerpo receptor, haciendo necesario la incorporación de un sistema de gestión y saneamiento eficiente para el tratamiento de las mismas.

Los efluentes generados durante este proceso de impresión se caracterizan por poseer elevados niveles de materia orgánica e inorgánica, turbidez y color. Las tintas utilizadas suelen tener baja biodegradabilidad debido a su alto peso molecular y su estructura compleja (Ding, Chen, & Fan, 2011; Gao, Yue, Wang, & Zhou, 2007), lo cual resulta relevante considerar en la implementación de sistemas de tratamiento convencionales.

En el presente proyecto se analizan las descargas líquidas industriales generadas por una empresa gráfica, ubicada en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires (CABA). Esta industria se dedica a brindar servicios relacionados con la impresión mediante el sistema de impresión offset.

El volumen de efluente generado diariamente es variable, dependiendo de los cambios de color de tinta o del producto final impreso que se desea obtener.

La imprenta tiene proyectado un aumento en su producción, generando un caudal promedio de agua residual estimado de 9 m³/h, es decir, de 81 m³/día.

Aplicando un sistema de tratamiento previo al vuelco, se puede obtener un efluente con una calidad final que se ajuste a la establecida por la legislación vigente para vertido a desagüe cloacal. La empresa actualmente carece de un sistema de tratamiento adecuado para sus efluentes industriales, optando por la disposición final como residuo industrial mediante gestores ambientales autorizados, lo que implica un costo tanto económico como ambiental (Torresano, 2017).

En el presente proyecto se plantean en principio dos alternativas para el tratamiento fisicoquímico de los efluentes industriales generados por esta empresa:

- ❖ Sistema de tratamiento fisicoquímico por coagulación, floculación y sedimentación
- ❖ Sistema de tratamiento por proceso de oxidación avanzada (POA) por foto-Fenton

Se ha demostrado mediante el análisis de antecedentes, que ambas opciones suelen ser eficaces en la remoción de contaminantes orgánicos y reducción del color. Se realizara un análisis de ambas alternativas en función de la calidad final del efluente obtenido, la eficiencia del tratamiento y los costos asociados.

En el caso de ser necesario, se planteará un sistema biológico como tratamiento secundario.

1.2. Objetivo y alcance del proyecto

Realizar un estudio específico sobre los efluentes líquidos industriales generados por una industria gráfica, y en función de las características, diseñar un sistema de tratamiento adecuado, con el fin de obtener agua depurada de calidad final apta para vuelco a colectora cloacal según la normativa vigente.

1.3. Justificación del proyecto

Es necesario que esta empresa realice un manejo eficiente de sus efluentes líquidos industriales a través de la reducción y tratamiento de los mismos, con el fin de minimizar su generación al mismo tiempo que su impacto sobre el medio ambiente.

Se desprende la necesidad del diseño y construcción de un sistema de tratamiento óptimo para que estos efluentes industriales cumplan con la calidad de vertido a colectora cloacal y la empresa discontinúe su disposición final como residuos, lo cual reflejará un impacto económico y ambiental positivo para la misma.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Introducción a la problemática ambiental de los efluentes líquidos industriales

En la Ciudad Autónoma de Buenos Aires y Gran Buenos Aires se encuentra radicada una importante densidad poblacional y una elevada actividad industrial. Esta concentración utiliza grandes volúmenes de agua diariamente para satisfacer las necesidades domésticas e industriales.

Como consecuencia del acelerado proceso de urbanización e industrialización, se generan crecientes volúmenes de agua residual como producto de la actividad humana. Si no se toman las medidas de conducción y tratamiento adecuadas, estos efluentes tienen un impacto negativo sobre la salud pública, el sector productivo, la preservación de los recursos naturales y el medio ambiente en general. La calidad de los recursos hídricos como cuerpos receptores se encuentra comprometida y en progresivo deterioro, debido a que sus procesos naturales de autodepuración se ven sobrepasados.

Las fuentes de contaminación provienen de los desagües cloacales, pluviales e industriales. En particular estos últimos se caracterizan por presentar gran variabilidad en cuanto a su calidad, cantidad y complejidad, dependiendo de la actividad industrial que las genera.

En la actualidad, la necesidad de preservar el medio ambiente ha llevado al control más riguroso en la implementación de legislaciones que establecen los límites máximos permisibles para vuelco de los efluentes a cuerpo receptor. El saneamiento de estos

efluentes generados es importante y se logra a través de un correcto sistema de tratamiento. Las exigencias medioambientales generan la búsqueda de métodos de tratamiento cada vez más eficientes, donde el grado de tratamiento requerido va a depender de las características del agua residual a tratar y del cuerpo receptor.

En la década de los noventa se comienza a debatir en Argentina sobre los problemas ambientales. En particular, la contaminación del río Matanza-Riachuelo aparece como uno de los problemas ambientales de mayor impacto del país y lo posicionan como uno de los cursos de agua más contaminados en el mundo.

La diversidad de usos del territorio en la cuenca Matanza-Riachuelo (CMR), junto con la histórica falta de control de descarga de efluentes industriales y domésticos, traen aparejados serios problemas en la calidad del agua de este río, principalmente en la sección inferior de dicha cuenca.

2.2. Problemática ambiental derivada de los efluentes generados durante el proceso de impresión

Entre las industrias que realizan descargas significativas de aguas residuales se encuentran las imprentas. Esta actividad industrial plantea problemas ambientales cada vez mayores, dado que ha evolucionado para adaptarse a las necesidades del mercado, con una tasa de crecimiento anual superior al 93% (Zayneb et al., 2015).

En el proceso de impresión se utiliza agua durante el proceso de humectación de rodillos y para la limpieza posterior de las maquinarias, los rodillos y planchas de impresión luego de cada tirada de impresión. El efluente generado, en consecuencia, presenta gran variedad de tintas y sustancias aditivas que son arrastradas durante este proceso, confiriéndole elevada turbidez, color y carga orgánica. La mayoría de los componentes de estas aguas residuales son polímeros orgánicos sintéticos con una fuerte estabilidad, que generan un índice de biodegradabilidad a menudo inferior a 0,4 (Ding et al., 2011).

Las tintas son productos formados por sustancias complejas y de naturaleza diversa (Monsalve & Cardona, 2014) y el color que le transfieren al efluente impide su recirculación y reutilización en otros procesos industriales, inclusive después de haberle removido los otros contaminantes presentes (Rios, Arcos, & Aristizabal, 2011). Además, estas tintas contienen resinas, que son las principales aportadoras en más de un 80% a la

DQO (Demanda Química de Oxígeno) de las aguas residuales generadas (Ding et al., 2011).

Las características de estos desechos líquidos hacen que sean susceptibles a impactar negativamente el medio ambiente si no se implementa una correcta gestión de los mismos.

En relación a esta problemática ambiental mencionada, es necesario que la imprenta considerada para este proyecto incorpore un sistema de tratamiento eficiente para la depuración final de sus efluentes antes de ser incorporados al sistema cloacal, bajo las condiciones de calidad establecidas por normativa vigente.

2.3. Introducción al proceso de impresión offset

La impresión offset es la técnica de impresión más utilizada, cubriendo el 85% de la industria de la impresión en todo el mundo (Kiurski, Oros, Ralevic, & Stefanov, 2015).

El método offset es un sistema de reproducción de textos e imágenes sobre un soporte (papel o similar) a través de un método indirecto. Es decir, el material a imprimir no entra en contacto directo con el soporte, sino que se realiza mediante una plancha metálica especialmente diseñada.

Esta plancha se trata químicamente en las zonas de impresión con un compuesto hidrófobo, para permitir el posterior fijado de la tinta. Luego se la enjuaga con agua para sacar la tinta de las zonas de no impresión. Estas planchas son monocromáticas, es decir, se tiene una plancha por cada color de impresión.

La plancha de impresión se monta sobre un rodillo rotativo, que a medida que va girando, interactúa con otros rodillos. Primero entra en contacto con los rodillos mojadores, que humedecen uniformemente la plancha con una mezcla de agua y aditivos. Luego entra en contacto con los rodillos entintadores que distribuyen una fina película de tinta que queda fijada en las zonas hidrofóbicas de la plancha de manera uniforme.

Por último, este rodillo con el diseño de la plancha, entra en contacto con otro rodillo de caucho al cual le transfiere la impresión. El papel pasa entre el rodillo de caucho y el rodillo de impresión (rodillo de contrapresión), reproduciendo la impresión sobre el soporte de papel.

Es un sistema de impresión compuesto por varios rodillos y se basa en la rotación coordinada de los mismos, los cuales se muestran en el siguiente esquema (figura 2.3.1):

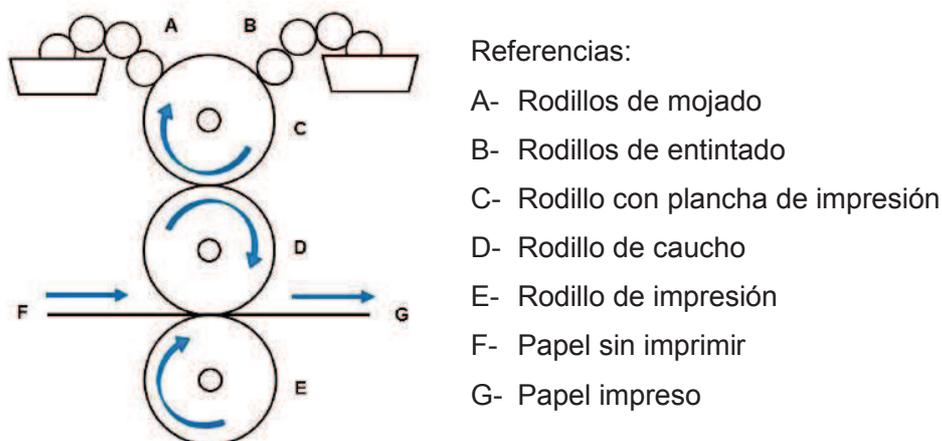


Figura 2.3.1: Rodillos de impresión offset. Fuente: Elaboración propia.

La impresora se alimenta continuamente de papel en forma de hojas sueltas o rollo continuo (bobina) que luego es cortado por guillotina. Esta forma de impresión suele utilizarse para grandes tiradas de impresión debido a las ventajas de generar impresiones de calidad elevada, buena reproducción y detalle de imágenes, con rapidez y a costos reducidos.

Las tintas de impresión offset son compuestos complejos de múltiples componentes (Nandy, Vyas, Shastry, & Kaul, 2003), compuestas en un 15% de pigmentos, 75% de vehículo y 10% de aditivos (Torresano, 2017). El vehículo le aporta ciertas características a la tinta como viscosidad y solubilidad en solvente, cumpliendo con la función de recubrir al pigmento para movilizarlo entre los elementos de impresión. El vehículo está compuesto principalmente de resinas, que cumplen con la función de manejar el balance agua-tinta; y aceites, que cumplen con la función de manejar el tiempo de secado (Torresano, 2017).

Los aditivos son los que le aportan las características de acabado deseado a la impresión. Algunos aditivos son: barnices y ceras que ayudan a controlar la viscosidad y pegajosidad de las tintas; catalizadores para acelerar el secado; antioxidantes para evitar el secado de la tinta dentro de los elementos de impresión; plastificantes para la conservación final del producto; tensioactivos para mejorar el poder de mojado de los líquidos; entre otros (Sirvent Serrano, 2013; Torresano, 2017).

Por último, los pigmentos son los responsables del color y pueden ser orgánicos o inorgánicos. En las tintas de impresión, los colores pueden obtenerse de manera directa (patrones) o aplicando la cuatricromía, donde los pigmentos se sitúan sobre la superficie según el modelo CMYK que representa el orden de impresión de los colores básicos: cian (cian C), magenta (magenta M), amarillo (yellow Y) y negro (key K) (Echeverría, 2015; Sirvent Serrano, 2013).

2.4. Diagnóstico

Para la ejecución del diagnóstico y estudios preliminares, se realizaron tres visitas técnicas de relevamiento a la empresa en los meses de abril, mayo y agosto de 2017, en las que se mantuvieron reuniones con el encargado de producción y coordinación administrativa de la imprenta.

El establecimiento industrial considerado en el presente proyecto se dedica a brindar servicios relacionados con la impresión, mediante el sistema de impresión offset. Los principales productos finales elaborados por esta imprenta se pueden agrupar según se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 2.4.1: Productos finales elaborados por la imprenta.

Comercial Publicitario	Afiches, calendarios, almanaques, carteles, tarjetas, prospectos medicinales y sobres impresos
Editorial	Diarios, revistas, cuadernos para dibujo, libros cortos, agendas, laminas didácticas y cubierta de libros
Empaques	Cajas de cartón y estuches de cartón
Etiquetas	Etiquetas impresas y etiquetas impresas autoadhesivas

Esta empresa gráfica cuenta con una superficie cubierta de 400 metros cuadrados, emplazada actualmente en el barrio de Mataderos, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires (CABA).

La demanda de trabajo para esta imprenta se encuentra creciendo notablemente y en los próximos meses tienen proyectado un aumento en la producción del 45%. En consecuencia, planean mudarse a un predio más grande ubicado en la localidad de Lanús Oeste, provincia de Buenos Aires (figura 2.4.1).

El nuevo sitio de emplazamiento cuenta con una extensión aproximada de 1100 metros cuadrados cubiertos.

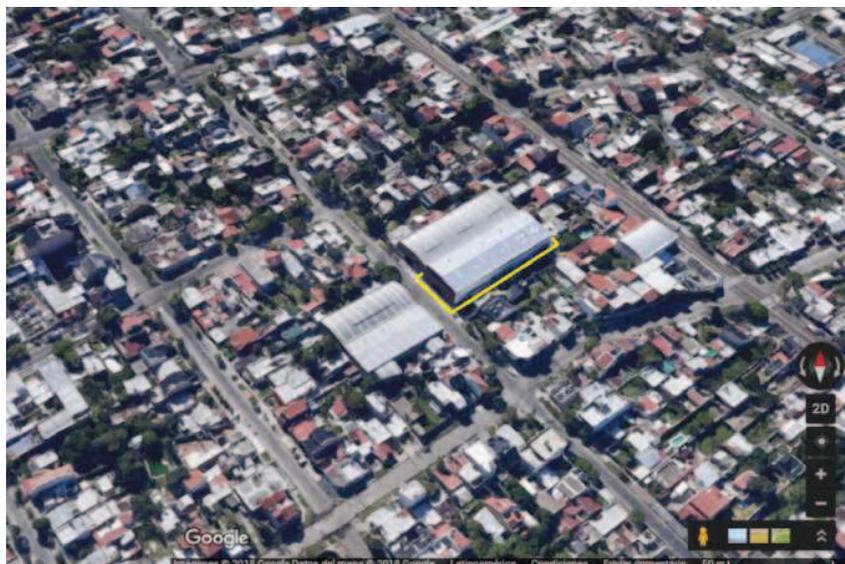


Figura 2.4.1: En amarillo se rodea el nuevo predio de la industria gráfica en la localidad de Lanús Oeste. Fuente: Google Maps.

Este aumento en la producción trae aparejado un aumento en los efluentes generados, como producto de la actividad del establecimiento durante el proceso productivo y la limpieza de maquinaria y elementos de impresión. Los procesos de lavado de maquinaria se realizan al finalizar cada jornada productiva, mientras que la limpieza de rodillos y planchas de impresión se realizan de acuerdo a los cambios de color y según el producto final que se desea obtener.

Como consecuencia, el volumen de efluente generado diariamente puede ser variable, pero con el aumento de la producción esperado se estima que el caudal de efluente generado aumente hasta $9 \text{ m}^3/\text{h}$, lo que representan $81 \text{ m}^3/\text{día}$ para cada jornada de 9 horas.

2.4.1. Caracterización del lugar destinado para la planta de tratamiento de efluentes

La empresa tiene planificado destinar una superficie de 210 metros cuadrados cubiertos para la instalación de la nueva planta de tratamiento.

Los propietarios mostraron la necesidad de no sobrepasar la superficie destinada, dado que de otro modo, tendrían que ceder espacio destinado a la producción u oficinas. Por lo tanto, es importante hacer uso eficiente del espacio destinado y deberá ser un factor tenido en cuenta al momento del diseño de la planta de tratamiento.

Se planifica la construcción de la obra en la planta baja del establecimiento, utilizando parte del subsuelo. Ambas plantas tienen una altura aproximada de 3,8 metros.

La imprenta desea realizar la conexión a colectora cloacal para sus desagües industriales. Además de instalación de la planta de tratamiento para estos efluentes para cumplir con las normas de calidad normadas, deberá tramitar el permiso de vuelco correspondiente ante la prestadora del servicio y adecuar las instalaciones sanitarias internas y las condiciones de descarga en el nuevo establecimiento.

La nueva ubicación de la empresa en Lanús Oeste cuenta con el servicio de colección y saneamiento provisto por la empresa Aguas y Saneamientos Argentinos (AySA) (figura 2.4.2). Para obtener el permiso de descarga a colectora cloacal, la empresa deberá tramitar la Factibilidad Hidráulica de Vuelco (FHV) ante dicha empresa.

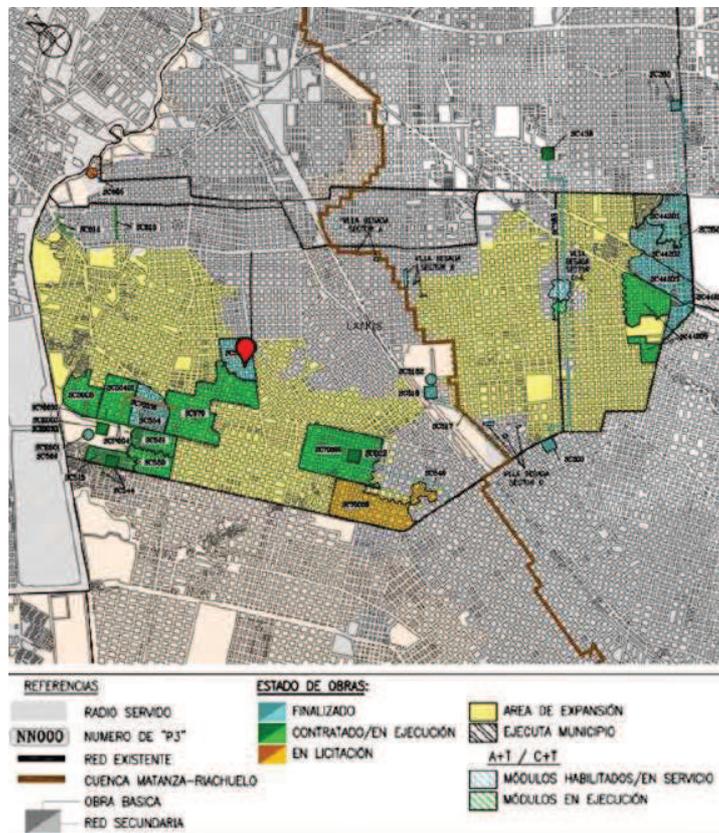


Figura 2.4.2: Programa de proyectos y obras de AySA de expansión de red de desagües cloacales en el partido de Lanús al 30 de junio de 2015. En rojo se marca la nueva ubicación de la empresa. Fuente: ACUMAR, 2015.

2.5. Estudios preliminares

2.5.1. Proceso productivo

El establecimiento recibe las materias primas en el sector de carga y descarga. Son clasificadas para ser incorporadas al proceso productivo de inmediato o ser almacenadas en el depósito de materias primas correspondiente. A todas las materias primas se le realiza el control de calidad previo. Aquellas que no pasen dicho control de calidad son devueltas al proveedor.

La primera etapa del proceso productivo consiste en generar la orden de trabajo. Con las especificaciones técnicas otorgadas por el requirente, se realizan pruebas de impresión que se presentan al cliente. Una vez aceptadas las muestras, se genera la orden de trabajo.

Luego del procesamiento de la imagen y previo al comienzo de la impresión, se realiza la preimpresión fotomecánica. En esta etapa, se realiza el diseño preliminar que sirve de guía para la elaboración final del producto. Se obtiene el montaje de impresión donde se ensamblan los textos e imágenes que se desean imprimir. Durante la prueba de montaje se revisa que todas las especificaciones en la orden de trabajo estén contempladas. Se obtienen las películas reveladas, a través de un químico revelador y otro fijador, que son enviadas a la etapa de generación de planchas.

En la segunda etapa se desarrolla el proceso de planchas, que consiste en transferir la película revelada sobre una plancha metálica, mediante la exposición a luz UV y utilizando un químico revelador. Luego son enjuagadas con agua.

Se obtiene así la plancha de impresión que se coloca y adapta a las máquinas impresoras y la que contiene el montaje de impresión a transferir sobre el soporte final. Se corrobora con las muestras y se comparan con las originales.

Las hojas de papel son cortadas a medida según especificaciones en la orden de trabajo por unas guillotinas. Todos los recortes de papel generados son retirados por terceros para su reciclado y reutilización.

En la tercera etapa se lleva a cabo el proceso de impresión, donde se realizan dos controles: una previa al inicio de la tirada de impresión y otra durante la tirada donde se retiran las impresiones que no cumplen con las especificaciones establecidas en la orden de trabajo.

Las etapas siguientes conforman el proceso de terminado y se llevan a cabo según las especificaciones en la orden de trabajo.

En la cuarta etapa, que se realiza en el área de impresión, el producto impreso final puede requerir un proceso de barnizado o plastificado. La empresa cuenta con máquinas barnizadoras de sobreimpresión, donde se rocía una tinta incolora y transparente de rápido secado sobre el producto final impreso, para fines de protección o para crear efectos superficiales. También cuenta con máquinas plastificadoras en las cuales se aplican diferentes tipos de plástico en forma de funda y termo sellado para fines de protección del producto final.

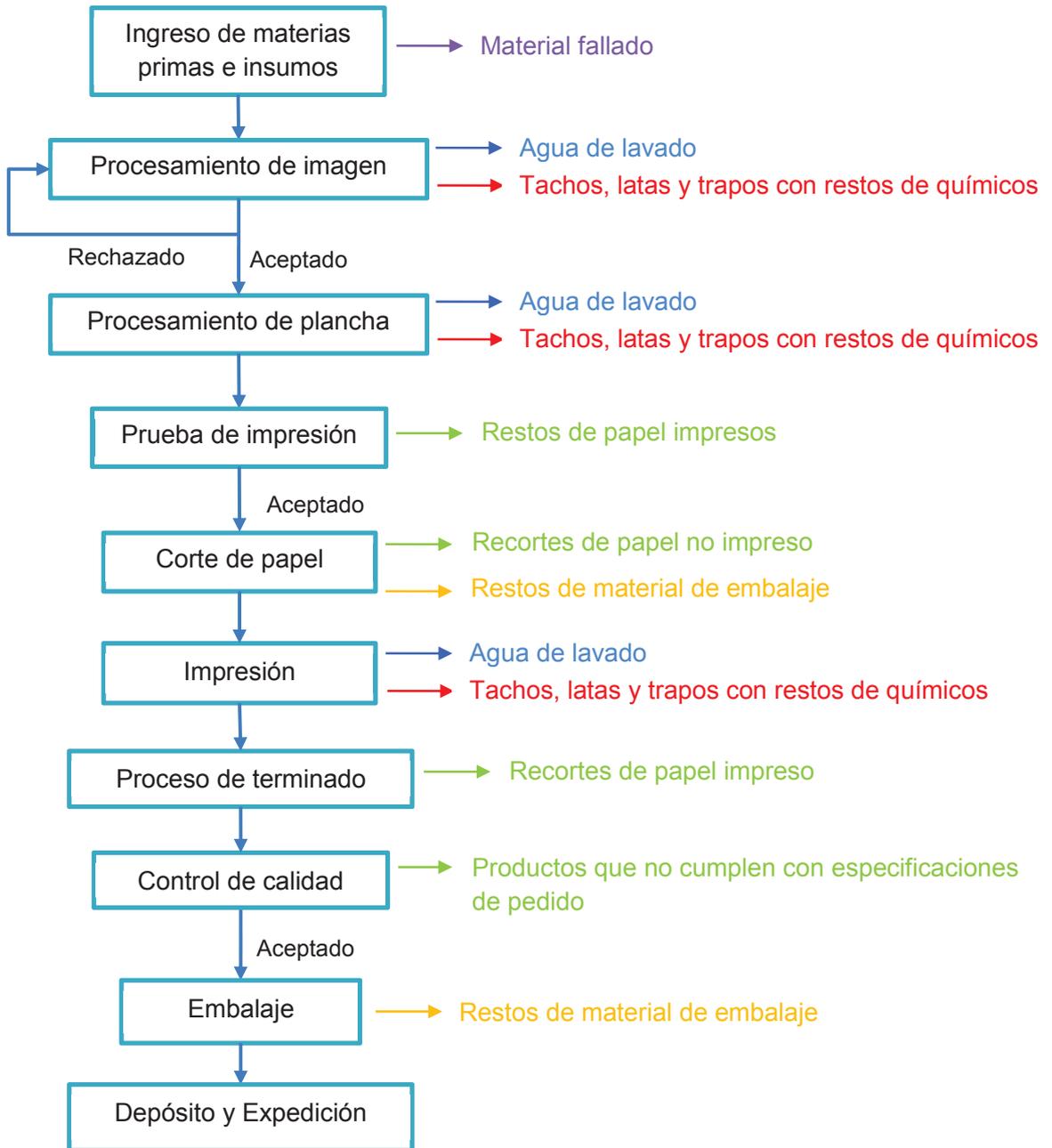
En la quinta etapa se desarrolla el troquelado, agujereado, encuadernado, corte, pegado y/o doblado del producto impreso. Todos estos procesos se llevan a cabo mediante máquinas que la imprenta posee en el sector de post impresión.

Por último, se revisan los productos finales obtenidos y si cumplen con lo dispuesto en la orden de trabajo: se verifica el diseño, el color, el texto, la dirección de la fibra, las dimensiones, el gramaje, las características de terminado, entre otros.

Aquellos que cumplan con estándares de calidad son embalados según las especificaciones en la orden de trabajo, apilados y dispuestos en expedición hasta su entrega al cliente.

El material sobrante y los residuos generados durante el proceso productivo se almacenan transitoriamente en sitios preestablecidos para tal fin en la zona de generación. Al finalizar la jornada son recolectados y llevados a un depósito transitorio hasta su retiro por los operadores correspondientes.

En la figura 2.5.1 se presenta un diagrama de flujo del proceso productivo.



Referencias

- > Material devuelto al proveedor
- > Residuos retirados por terceros para su reciclado y reutilización
- > Residuos asimilables a sólidos urbanos (enviados al CEAMSE)
- > Residuos peligrosos enviados a termodestrucción
- > Efluentes líquidos

Figura 2.5.1: Diagrama de flujo del proceso productivo. Fuente: Elaboración propia.

2.5.2. Residuos sólidos

2.5.2.1. Residuos asimilables a sólidos urbanos

Corresponden a los generados en el sector administrativo, cocina y sector de producción. Están compuestos principalmente por papel, cartón, plásticos, otros restos de material de embalaje y material biodegradable como restos de comida. Son almacenados en cestos ubicados en cada sitio de generación, para luego de cada jornada laboral ser recolectados y dispuestos en bolsas para ser retirados por el servicio de recolección de basura y llevados a disposición final en el CEAMSE.

Otros residuos generados son los restos de papel con o sin impresión que se obtienen luego de los cortes a medida del papel y productos finales descartados que no cumplen con las especificaciones de trabajo. Estos son almacenados en cestos y son retirados por terceros que reciclan y reutilizan este material.

2.5.2.2. Residuos peligrosos

La industria genera estos residuos durante el proceso de producción. Están compuestos principalmente por trapos, recipientes, latas y otros materiales sucios con restos de tintas, pigmentos, barnices u otros productos químicos. Son clasificados como residuos de categoría Y12 según la ley de residuos peligrosos N°24.051 y de peligrosidad media según la ley N°2214 del Gobierno de la ciudad de Buenos Aires. Se almacenan en contenedores plásticos perfectamente sellados, ubicados en el sector de producción, hasta una cantidad que justifique su retiro por transportista habilitado y llevado a termodestrucción por operador habilitado.

En la imprenta también se generan otros residuos clasificados como Y08 (restos de aceite usados) e Y09 (mezclas de agua con aceites usados) según la ley de residuos peligrosos N°24.051. La generación de los mismos es baja, debido a que solo se generan durante el mantenimiento de maquinaria. Son almacenados transitoriamente en tambores de 200 litros adecuadamente referenciados, ubicados en un sector determinado dentro del sitio de producción. Son retirados y llevados a termodestrucción por un transportista y operador habilitados.

2.5.3. Emisiones gaseosas

Están conformadas principalmente por compuestos orgánicos volátiles (COVs) provenientes de las tintas de impresión que son a base de solvente y de la limpieza de éstas con disolventes.

El establecimiento cuenta con un extractor eólico ubicado sobre el sector de producción, cumpliendo con la función de ventilación natural del ambiente laboral.

La empresa se encuentra registrada en el Registro de Generadores de Contaminantes Atmosféricos provenientes de Fuentes Fijas del GBA.

2.5.4. Abastecimiento de agua y efluentes generados

Los servicios de abastecimiento de agua son provistos por AySA. El agua es utilizada para uso doméstico y como agua de proceso y lavado durante las etapas de preimpresión e impresión. La empresa no posee circuitos de recirculación ni de refrigeración.

2.5.4.1. Efluentes cloacales

Los efluentes domiciliarios se generan principalmente debido al uso de los baños, vestuario y cocina por parte del personal de la empresa. La empresa cuenta actualmente con 35 empleados. Se generan aproximadamente 1,5 m³/día, que son volcados a la red de servicio cloacal provisto por AySA.

2.5.4.2. Efluentes pluviales

El agua de lluvia es canalizada hacia las cañerías internas para luego ser descargada a la colectora pluvial.

2.5.4.3. Efluentes industriales

Los efluentes industriales generados como producto de la actividad del establecimiento provienen del proceso y la limpieza de las máquinas en el área de impresión y los elementos que las componen, como los rodillos y las planchas de impresión. Se estima que se realizan en promedio 5 órdenes de trabajo por máquina durante cada jornada laboral, lo que genera actualmente un volumen de efluente industrial horario de 4,5 m³ aproximadamente.

Este efluente está compuesto por productos químicos y tintas de impresión (pigmentos, resinas y aditivos), productos de limpieza y agua principalmente. Las características del mismo, según el último análisis de efluentes líquidos efectuado por la imprenta, se presentan en la tabla 2.5.1.

Tabla 2.5.1: Caracterización del efluente industrial generado en la industria gráfica (2016).
DQO: Demanda química de oxígeno; DBO: Demanda bioquímica de oxígeno; SS: Sólidos sedimentables; SSEE: Sustancias solubles en éter etílico.

Parámetro	Valor
Color	Verde azulado
Aspecto	Turbio
DQO	2268 mg/l
DBO	771 mg/l
pH	7.9
SS 10 minutos	< 1 ml/l
SS 2 horas	< 2 ml/l
SSEE	170 mg/l
Detergentes	4.9 mg/l

Anteriormente el establecimiento contaba con la FHV (Factibilidad Hidráulica de Vuelco) otorgada por AySA para sus efluentes industriales, los cuales pasaban por un sistema de tratamiento para acondicionarlos previo vertido a colectora cloacal.

En función de la descripción de uno de los encargados de la planta, el sistema de tratamiento estaba compuesto por varias unidades. La cámara de recepción de efluente y bombeo, ubicada debajo de las piletas de lavado, tenía como función recibir el efluente generado y actuar como cámara de equalización de caudales. El efluente era bombeado hasta el reactor de tratamiento fisicoquímico. Este reactor batch de coagulación, floculación y decantación se componía de un tanque cilíndrico, provisto de un agitador para lograr una mezcla adecuada de los reactivos con el efluente y fomentar la formación de flóculos y su posterior decantación. Contaba con un controlador de nivel máximo tipo boya como interruptor y dos conexiones de salida con válvulas: una de purga de lodos decantados y otra para el líquido tratado. Alcanzada la capacidad máxima del reactor, se ponía en marcha la agitación durante 40 minutos, seguido de 1,5 horas de reposo. El lodo

decantado era dispuesto en recipientes para tal fin y luego retirados para su disposición final. Por último, el líquido tratado era descargado del reactor batch y pasaba por la Cámara Tomadora de Muestra y Medidor de Caudal (CTMyMC) antes de su descarga a colectora cloacal. La misma posee medidas reglamentarias según normativa vigente.

Sin embargo, las características finales del efluente tratado no siempre cumplieron con los parámetros máximos permisibles para vuelco a colectora cloacal. En los últimos dos análisis de efluentes realizados, el parámetro SS 10 minutos superó los límites permisibles en el primero, mientras que DBO y pH se encontraban por encima en el segundo análisis. Esto deja en evidencia una deficiencia en el proceso de tratamiento, dado por variabilidad en la cantidad y la calidad del efluente a tratar.

Actualmente dichos efluentes generados son bombeados desde las bateas de lavado hasta un tanque de almacenamiento de 2000 litros. Este tanque se encuentra conectado a la CTMyMC, por donde se realiza el retiro del efluente por transportista habilitado. El efluente se trata por operadores habilitados como residuo peligroso Y12, sometiéndolo a proceso de termodestrucción y disposición final de las cenizas en un relleno de seguridad.

En la última inspección realizada por AySA en 2016 se verificó que el caño de salida de la CTMyMC a colectora cloacal haya sido cementado y se anuló la FHV otorgada anteriormente. De querer volver a realizar vertidos a colectora cloacal, la imprenta deberá volver a tramitar esta solicitud y diseñar un sistema de tratamiento adecuado que permita que el efluente cumpla con las condiciones aptas para su vertido según normativa vigente.

2.5.5. Registro fotográfico

Se muestran algunas de las imágenes capturadas de las máquinas e instalaciones durante los recorridos por la empresa gráfica realizadas entre abril y mayo de 2017.



Figura 2.5.2: Máquina impresora de 4 colores, donde cada módulo corresponde a un color de impresión. Para esta máquina, la velocidad de impresión es de 13000 pliegos/hora y la velocidad de producción de 8000 pliegos/hora aproximadamente.



Figuras 2.5.3 y 2.5.4: Vista en detalle de cada módulo de impresión de las maquinas, con y sin parrilla de protección respectivamente. En esta última se pueden visualizar los rodillos de impresión.



Figuras 2.5.5 y 2.5.6: Guillotina y máquina engrampadora respectivamente ubicadas en la zona de post impresión.



Figuras 2.5.7: Máquinas barnizadoras ubicadas en la zona de post impresión.



Figura 2.5.8 y 2.5.9: Pileta de lavado para rodillos y planchas de impresión respectivamente. Los efluentes aquí generados son bombeados al tanque de almacenamiento transitorio.

2.6. Marco legal

En el siguiente apartado se presenta la legislación ambiental vigente que reglamenta la calidad del vertido de efluentes líquidos.

A nivel provincial, la autoridad de aplicación en la temática de aguas y efluentes líquidos es la Autoridad del Agua (ADA). En la Resolución ADA N°336/03 se establecen los parámetros de vuelco que un establecimiento deberá respetar para obtener con el permiso de vuelco.

En la resolución ADA N°636/14 se establece que los trámites para permiso de vuelco pueden ser solicitados por el interesado a las prestatarias del servicio público de abastecimiento de agua, en este caso, AySA. Dicha empresa le cobra el servicio de transporte y tratamiento de los efluentes que el establecimiento genera y fiscaliza el cumplimiento de las condiciones de descarga y de los límites máximos permisibles detallados en el Anexo B del Decreto AySA N°999/92,

Por otro lado, la empresa se encuentra dentro de la CMR, donde ACUMAR es la autoridad competente sobre la regulación y control de las actividades industriales con incidencia ambiental en la cuenca. En la Resolución ACUMAR N°46/17, Anexo I, se establecen los límites admisibles de vertido de efluentes líquidos.

En la tabla 2.6.1 se incluyen las tres normativas con los límites máximos permisibles para vuelco de acuerdo al receptor final de vertido, en este caso, a colectora cloacal, que la empresa deberá cumplir en relación a sus efluentes líquidos. Se citan los parámetros que, a mi criterio, deben controlarse en este tipo de efluentes.

Además, el establecimiento debe regularizar las instalaciones sanitarias para adecuarse para el vuelco y deberá contar con una CTMyMC conforme a la resolución N°607/2012 del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sustentable de la Nación (MAyDS).

Tabla 2.6.1: Límites máximos permisibles para descarga a colectora cloacal.

N.E.: No especifica; DBO: Demanda bioquímica de oxígeno; DQO: Demanda química de oxígeno; SS: Sólidos sedimentables; SSEE: Sustancias solubles en éter etílico; *Detergentes por método SAAM (sustancias activas al azul de metileno); **Detergentes por método SRAO (Sustancias reactivas al azul de ortotoluidina).

Parámetro	Resolución ADA N°336/03 Anexo II	Resolución ACUMAR N°46/17 Anexo I	Decreto AySA N°999/92 Anexo B
DQO	700 mg/l	700 mg/l	N.E.
DBO	200 mg/l	200 mg/l	200 mg/l
pH	7 - 10	5,5 - 10	5,5 - 10
Temperatura	45 °C	45 °C	45 °C
Color	N.E.	N.E.	N.E.
SS 10 minutos	Ausente	0,1 ml/l	0,5 ml/l
SS 2 horas	5 ml/l	5 ml/l	N.E.
SSEE	100 mg/l	100 mg/l	100 mg/l
Detergentes	10 mg/l*	10 mg/l*	5 mg/l**
Sulfuros	2 mg/l	1 mg/l	1 mg/l
HC totales	30 mg/l	30 mg/l	50 mg/l

CAPITULO III

MEMORIA DESCRIPTIVA Y ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS

Para cada característica del agua residual corresponde una necesidad de tratamiento y puede existir más de una tecnología técnicamente viable. Son los factores económicos, legales, de eficiencia y disponibilidad de recursos los que determinan el sistema de tratamiento que mejor se ajuste para el objetivo propuesto.

3.1. Alternativas de tratamiento

Las características variables y la composición compleja de las aguas residuales de impresión offset, hace que sea difícil de tratar por un proceso de tratamiento convencional.

Algunas técnicas de tratamiento que se utilizaron para efluentes de impresión offset incluyen procesos avanzados de oxidación y precipitación química, procesos de adsorción, coagulación y floculación, intercambio iónico, recuperación electroquímica, sistemas biológicos de alta carga, entre otros (Kiurski et al., 2015; Nandy, Vyas, et al., 2003).

Para el tratamiento de efluentes de la industria gráfica en estudio se plantean dos alternativas de tratamiento:

- ❖ Proceso fisicoquímico por coagulación, floculación y sedimentación
- ❖ Proceso de oxidación avanzada por foto-Fenton

Se ha demostrado que ambas opciones suelen ser eficaces en la remoción de carga orgánica y reducción de la turbidez y el color.

Para determinar la alternativa más eficaz, se realizan ensayos de tratabilidad a escala laboratorio para el primer caso, y se analizaron antecedentes para el segundo caso.

En los siguientes apartados de este capítulo se detallan ambos procesos y los antecedentes que justifican su selección como alternativas.

En el caso de comprobar la necesidad de incorporar un tratamiento secundario, se planteará una alternativa correspondiente.

3.1.1. Tratamiento por coagulación, floculación y sedimentación

Este tratamiento fisicoquímico propuesto suele utilizarse para la remoción de suspensiones coloidales, que no podrían ser removidas con otros sistemas de tratamiento físicos. Se trata de un proceso utilizado para la separación física de sólido-líquido mediante reacciones químicas irreversibles. Consiste en el agregado de productos químicos al efluente a tratar en dos etapas: la etapa de coagulación, donde se busca la desestabilización de la suspensión coloidal; seguida por la etapa de floculación, donde se busca la formación de aglomerados de mayor tamaño que luego pueden ser removidos por otros procesos físicos (sedimentación o flotación) con mayor facilidad. Estas etapas no solo se diferencian en el compuesto químico agregado, sino también por sus diferentes tiempos e intensidades de mezcla.

El proceso de coagulación y floculación es ampliamente utilizado para el tratamiento de aguas residuales, ya que es sencillo de operar (Fendri, Khannous, Timoumi, Gharsallah, & Gdoura, 2013) y es eficiente en la reducción de la carga orgánica, la turbidez y el color de dichas aguas (Prakash, Sockan, & Jayakaran, 2014).

La calidad final del agua obtenida luego de este tratamiento no depende solamente de las propiedades del efluente a tratar, sino también del tipo de coagulante y/o floculante utilizados, las características físicas del recipiente donde ocurren estos procesos, el método de adición y concentración de los químicos agregados, el sistema de agitación, el tiempo y la velocidad de agitación, entre otros.

3.1.1.1. Proceso de coagulación

El proceso de coagulación consiste en el agregado de coagulantes al efluente, encargados de desestabilizar las partículas coloidales en suspensión. Las reacciones que dan lugar a esta desestabilización de los coloides por adsorción se produce en fracciones de segundo y son irreversibles (ENOHSa). Se realiza mediante una mezcla rápida y corto tiempo de residencia del efluente.

Las partículas coloidales de origen mineral no suelen implicar riesgo para consumo humano, pero su remoción es necesaria puesto que pueden absorber materia orgánica y vehicular sustancias tóxicas. Su presencia le confiere turbiedad y olor al agua.

El tamaño de las partículas coloidales está comprendido entre los 0.001 y 1 μm (Metcalf & Eddy, 2003), lo que les confiere una gran superficie específica característica del comportamiento coloidal. Estas partículas poseen además, carga eléctrica que produce una fuerza de repulsión mutua mayor que las fuerzas moleculares de cohesión, lo cual les confiere gran resistencia a la aglomeración natural, manteniéndolas estables, separadas y en suspensión (ENOHSa).

Reduciendo o neutralizando estas cargas, es como se puede lograr el acercamiento y aglomeración progresiva, pudiendo lograrse su remoción del agua a tratar.

Mezcla rápida

La eficiencia del proceso de coagulación requiere diferentes condiciones de turbulencia y tiempo de mezcla. La turbulencia es evaluada por el gradiente de velocidad (G) y el tiempo de mezcla es definido por el tiempo necesario para que las reacciones químicas se completen (ENOHSa).

Es muy importante determinar el valor correcto de G a ser aplicado por sus efectos en los procesos de coagulación y floculación y la incidencia que estos procesos tienen en la eficiencia final de la planta (ENOHSa).

Los tiempos de retención tradicionales son menores a 10 segundos, pero en la práctica se suelen implementar sistemas de 30 a 60 segundos, mientras que los valores típicos de G para procesos de coagulación están dentro del rango de 300 a 1500 s^{-1} (Metcalf & Eddy, 2003).

El agregado de coagulante debe aplicarse de manera uniforme a la mezcla de agua residual. Debe garantizarse que haya suficiente turbulencia para que el coagulante entre inmediatamente en contacto con un mayor número de partículas coloidales. Como la cantidad de coagulante a agregar es más pequeña comparada con el volumen del agua a ser tratada, usualmente suele ser conveniente diluir la solución de coagulante para obtener una dispersión más efectiva.

Coagulantes

Los coagulantes que pueden emplearse son coagulantes metálicos y polímeros orgánicos e inorgánicos. Los coagulantes más comunes utilizados son los metálicos, como las sales de aluminio y de hierro.

La eficiencia de estos coagulantes reside en su capacidad para formar complejos polinucleares multicargados con características de adsorción. Los coagulantes metálicos en contacto con el agua se someten a reacciones hidrolíticas, donde los productos de la hidrólisis en solución acuosa se adsorben más fácilmente. La sustitución de al menos un agua del ion hidratado por un hidroxilo mejora significativamente la adsorción del ion (Bratby, 1980). La formación de estos complejos puede controlarse mediante el pH.

Dentro de los coagulantes de sales de aluminio tenemos el sulfato de aluminio $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$, cloruro de aluminio AlCl_3 y aluminato de sodio NaAlO_2 . Las coagulantes de sales de hierro más comunes son el sulfato férrico $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$, sulfato ferroso FeSO_4 y cloruro férrico FeCl_3 .

Entre los polímeros orgánicos como coagulantes están los materiales proteicos, generalmente los derivados del almidón y celulosa. El mercado también ofrece otros compuestos preparados como el Clarifloc (coagulante orgánico de carácter catiónico). Entre los polímeros inorgánicos que se pueden emplear como coagulantes tenemos los polímeros de hierro y aluminio. El más implementado es el polímero de hidroxiclорuro de aluminio (PAC), cuya fórmula empírica es $\text{Al}_n(\text{OH})_m\text{Cl}_{(3n-m)}\text{H}_2\text{O}$ con $0 < m < 3n$ (Zouboulis & Tzoupanos, 2010). Estos coagulantes se clasifican en función de su contenido de aluminio (% de Al_2O_3), contenido de cloro y basicidad. La basicidad da referencia al número de iones hidróxido por átomo de aluminio en las moléculas de PAC ($[\text{OH}] / [\text{Al}]$), que es un índice del grado de polimerización (Sinha, Yoon, Amy, & Yoon, 2004).

Los PAC demostraron ser los coagulantes más eficientes para tratamientos de efluentes con tintas de impresión, alcanzando remoción de color, sólidos suspendidos, DBO y DQO del 96,5%, 97,0%, 65,8% y 61,8% respectivamente (Nandy, Shastry, Pathe, & Kaul, 2003).

A continuación se listan las ventajas y desventajas de cada grupo de coagulantes:

Sulfato de aluminio

Ventajas

- Uso conocido y difundido
- Buena disponibilidad
- Bajo costo
- Formación de floculo blanco
- No se modifica químicamente con el tiempo

Desventajas

- Se requiere controlar el pH
- Rango de pH limitado (5-7)
- Problemas con el aluminio residual
- Elevada producción de lodos
- Manejo y almacenamiento especial por sus propiedades ácidas y corrosivas
- Su eficiencia depende de las características del agua cruda

Coagulantes férricos

Ventajas

- Rango de pH más amplio (4-11)
- No produce aluminio residual
- Alta velocidad de reacción
- Formación de floculo más pesado y denso, de mayor velocidad de sedimentación

Desventajas

- Alta producción de lodos
- Manejo y almacenamiento especial por sus propiedades corrosivas
- Dosis requeridas son mayores a los coagulantes de sales de aluminio
- Pueden aportar color al agua tratada

Coagulantes de polímeros (PAC)

Ventajas

- No afecta el pH ni la alcalinidad
- Rango de pH más amplio
- Bajo aluminio residual
- Producto de fácil manejo
- Eficiencia superior en remoción de color, turbidez y carga orgánica
- Elevada velocidad de reacción
- Menos sensibles a la composición y características del efluente
- Mayor eficiencia de separación de flóculos y decantación
- Reducción de lodo generado
- Producción de lodos más deshidratados y compactos

Desventajas

- Precio por kg superior a otros coagulantes
- No todos los polímeros son igualmente efectivos y su mecanismo de operación no es tan conocido

Fuente: (Chulluncuy, 2011; Prakash et al., 2014; RAS, 2000; Torra, Valero, Bisbal, & Tous, 1998; Zouboulis & Traskas, 2005).

Parámetros fisicoquímicos

Hay que tener en cuenta ciertas características fisicoquímicas del agua residual para la optimización del diseño de tratamiento por coagulación. Los parámetros más críticos a considerar son el pH, la alcalinidad, la concentración de coloides y la temperatura.

La alcalinidad es una de medida de la capacidad buffer del agua residual (Metcalf & Eddy, 2003) y es un parámetro crítico para la eficiencia del proceso, el cual se puede corregir adicionando cal previo al agregado de coagulante.

Se necesitan 100 a 200 g/m³ de cal por cada 150 a 500 g/m³ de sulfato de aluminio utilizado y 100 a 150 g/m³ para dosis de 250 a 350 g/m³ de sulfato ferroso (Degremont, 1979). Pero para determinar las dosis óptimas que mejor se ajusten para cada efluente, es necesario realizar ensayos de laboratorio.

El papel del pH es significativo, ya que determina la carga superficial de los coloides orgánicos e inorgánicos presentes en el agua cruda y es el principal factor que afecta la hidrólisis de los coagulantes (Zouboulis & Traskas, 2005). Hay algunas especies de hidrólisis que demostraron ser más eficaces para una coagulación óptima.

Por lo tanto, el pH es un parámetro crítico en la eficiencia del proceso de coagulación. El pH resultante depende del coagulante utilizado, de la dosis aplicada y de la carga de compuestos orgánicos.

El pH también tiene efecto sobre la concentración de aluminio residual. Con el fin de disminuir las concentraciones de aluminio residual, es necesario mantener el pH neutro del agua tratada donde la especie predominante es el $\text{Al}(\text{OH})_3$ y su solubilidad es mínima (Zouboulis & Traskas, 2005) (ver figura 3.1.1).

El pH y la alcalinidad deben ser corregidos antes de agregar el coagulante.

La temperatura también influye por su acción en la constante de equilibrio del agua. Se deben evitar cambios de temperatura durante el tratamiento propuesto y trabajar a temperaturas ambiente.

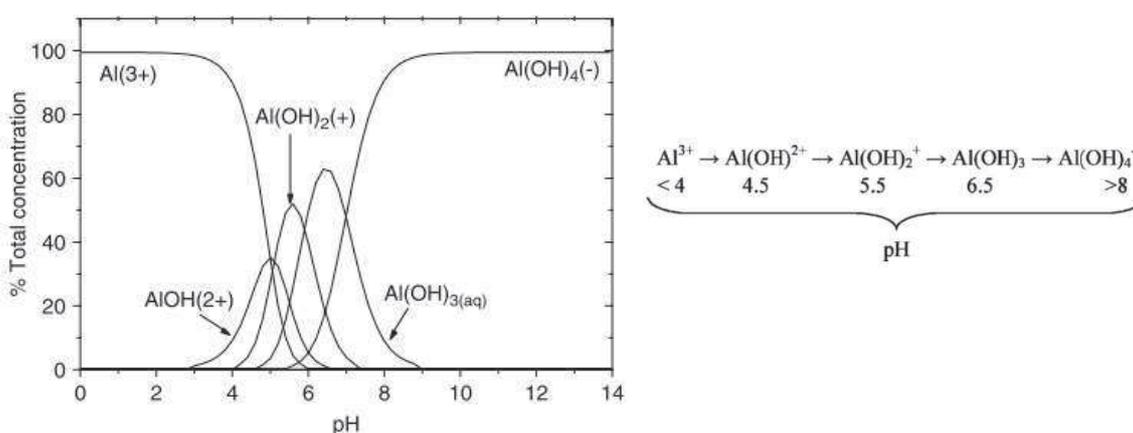


Figura 3.1.1: Diagrama de especiación del aluminio en solución.

Fuente: Zouboulis & Traskas, 2005.

3.1.1.2. Proceso de floculación

En esta etapa se agrega floculante a la mezcla que promueve la unión de las partículas desestabilizadas previamente, formando partículas de mayor tamaño visibles a simple vista denominados flóculos, que puedan ser removidos por sedimentación. La

formación de los flóculos depende de la permanencia y de la cantidad de energía aplicada en las cámaras de floculación (ENOHSa).

La intensidad de mezcla para este proceso es mucho menor que para la etapa de coagulación. El gradiente de velocidad en los tanques de floculación afecta el tamaño, la estabilidad y la rotura de los flóculos. El floculo va aumentando de tamaño hasta un máximo, arriba del cual las fuerzas de cizallamiento los rompen en partículas menores (ENOHSa).

Los valores típicos de G para procesos de floculación están dentro del rango de 20 a 100 s^{-1} y los tiempos de permanencia del efluente recomendados son de 10-30 minutos (ENOHSa; Metcalf & Eddy, 2003). Este proceso no se ve afectado por el pH ni la alcalinidad del proceso, pero si por la temperatura.

La potencia necesaria entregada por la turbina depende del volumen y la forma de la cámara de mezcla, así como la velocidad de rotación y geometría del impulsor. La interrelación de estas variables se muestra en detalle en la sección de memoria de cálculo del diseño de la planta de tratamiento.

Floculantes

Los floculantes son polímeros de elevado peso molecular solubles en agua. Pueden ser de naturaleza mineral, orgánica natural y orgánica sintético. Estos últimos son los más utilizados y se clasifican en aniónicos, neutros o catiónicos. Las dosis recomendadas son de 0,3 a 0,8 mg/l para floculantes aniónicos y 0,15 a 0,25 mg/l para floculantes catiónicos (Carderas, 2000). Al igual que en los procesos de coagulación, la dosis óptima debe ser determinado mediante ensayos de laboratorio previos.

3.1.1.3. Proceso de sedimentación

La sedimentación de las partículas suspendidas, es decir, de los flóculos formados en la etapa anterior, permite la separación de la fase líquida y sólida. Es de vital importancia lograr una buena separación para garantizar la eficiencia general del proceso de tratamiento.

En la cámara de sedimentación existen cuatro zonas: la zona de entrada destinada a distribuir uniformemente el afluente a la sección transversal del tanque; la zona de sedimentación donde ocurre el proceso de deposición de los flóculos formados; la zona

de barro donde se almacena temporalmente las partículas decantadas; la zona de salida donde se recolecta el agua clarificada.

La velocidad de sedimentación está relacionada con el tamaño, la densidad, la permeabilidad, la compresibilidad del floculo, entre otros. Existen varias interferencias que pueden modificar el tiempo de sedimentación de las partículas, retardándolo y provocando una menor eficiencia en la separación de las fases solido-líquidas en consecuencia.

Algunos de estos efectos adversos son la resuspensión de lodos, la turbulencia, corrientes secundarias (gradientes de concentración y convección térmica) y cortocircuitos hidráulicos en las zonas de entrada y salida a la unidad, obstrucciones y canalización en la zona de sedimentación (ENOHSA; Solano & Segarra, 2006).

3.1.1.4. Lodos

Los residuos de la planta de tratamiento son los lodos generados y purgados en el proceso de sedimentación. Las propiedades de los mismos son altamente variables incluso dentro de una misma planta de tratamiento.

A pesar de obtener altas eficiencias de tratamiento, para este proceso fisicoquímico suelen utilizarse elevadas dosis de productos químicos, generando en consecuencia grandes volúmenes de lodo que deben llevarse a disposición final (Gao et al., 2007).

Estos lodos generados son en general gelatinosos y voluminosos, con elevado contenido de humedad (97 a 99%) y difíciles de deshidratar. Dependiendo del coagulante metálico que se utilice, también se pueden encontrar concentraciones elevadas de aluminio y hierro.

La correcta gestión de lodos incluye la minimización de generación de los mismos, el tratamiento y disposición final, ya que en la mayoría de los casos no se pueden recircular ni reutilizar.

Previo a su disposición final, el lodo debe tratarse para reducir su volumen y contenido de humedad para que sea más sencillo su manejo. Algunos de los tratamientos son de espesamiento, estabilización, acondicionamiento, deshidratación, secado, entre otros.

El costo para la correcta disposición final de los mismos es elevado y debe ser contemplado al momento de analizar los costos de operación para esta alternativa de tratamiento.

El acondicionamiento, tratamiento y disposición final de los lodos no se incluye en el presente proyecto final y queda a cargo de la empresa la decisión de gestión de los mismos.

3.1.2. Tratamiento por proceso de oxidación avanzada (POA): foto-Fenton

Los POA se han consolidado como alternativas eficientes para el tratamiento de efluentes, generalmente cuando éstos presentan elevada estabilidad química y complejidad en cuanto a su composición. Dada la naturaleza y la estructura química de los colorantes, los métodos de oxidación han demostrado tener una elevada eficiencia para mejorar las propiedades organolépticas y disminuir la carga orgánica en aguas residuales (Da Silva, De Oliveira, & Nogueira, 2004; Kang, Liao, & Po, 2000; Ma & Xia, 2009; Palacios Guillem, 2007; Photriphet, Polprasert, & Liarlaem, 2013; Rios et al., 2011; Schmidt, Arslan-Alaton, & Gursoy, 2008).

Estos procesos se componen de varias tecnologías basadas en gran parte en el aporte de energía o la generación de especies radicales que se generan por la combinación de agentes oxidantes. Las reacciones que ocurren se caracterizan por su elevada velocidad de reacción y su carácter no-selectivo, lo que le permite actuar sobre matrices completas de distintos contaminantes (Sanz, Lombraña, & De Luis, 2013).

Dentro de las variadas tecnologías que integran los POA, tenemos el proceso Fenton y foto-Fenton, los cuales remueven la carga contaminante con una combinación de peróxido de hidrógeno (H_2O_2) como agente oxidante y sales de hierro (Fe) como catalizador, sin y con exposición a la luz UV respectivamente.

Ambos procesos se basan en las reacciones del Fe (II) y H_2O_2 en medio ácido, lo que provoca la oxidación de Fe (II) a Fe (III) generando radicales oxidrilos ($OH\cdot$) altamente reactivos (reacción 3.1). La reacción es espontánea y puede ocurrir sin exposición a la luz.



Muchas otras reacciones tienen lugar en este proceso, donde los radicales formados reaccionan indiscriminadamente en presencia de materia orgánica. Al oxidarla pueden formarse radicales altamente reactivos que pueden seguir reaccionando con Fe (II), entre ellos o con Fe (III) generando más catalizador (Rodríguez et al., 2010).

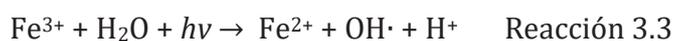
El método Fenton demostró ser efectivo en el tratamiento de aguas residuales del procesos de impresión alcanzando remoción de color y disminución de DQO satisfactorias (Da Silva et al., 2004; Ma & Xia, 2009; Photriphet et al., 2013; Rios et al., 2011).

La velocidad de degradación de los contaminantes orgánicos resulta notablemente acelerada por irradiación con luz UV (Rodríguez et al., 2006). La energía radiante es absorbida por las moléculas, suficiente para excitar electrones específicos y formar radicales libres, dando lugar a serie de reacciones en cadena (Palacios Guillem, 2007).

La fotólisis de H₂O₂ produce radicales hidroxilos (reacción 3.2), con un rendimiento de dos radicales formados por fotón absorbido (Parsons, 2004). La absorción del H₂O₂ es máxima a 220nm.



Además, esta aceleración en la degradación también se debe a la reducción fotoquímica del Fe(III) a Fe(II) (reacción 3.3).



Por lo tanto, la irradiación de luz UV no solo genera Fe(II), catalizador crucial en la reacción Fenton, sino que también produce hidroxilos adicionales, que son los responsables de la degradación de la materia orgánica (Machulek et al., 2010). Como consecuencia de estos dos efectos, el proceso foto-Fenton no solo es más rápido, sino que también se consume menor cantidad de reactivos.

Sin embargo, es importante considerar que la eficiencia en la transferencia de la radiación es baja (Rodríguez et al., 2006) y la eficiencia del proceso general depende de las propiedades del efluente a tratar, el pH, la temperatura, la dosis de catalizador y peróxido de hidrógeno y el tiempo de reacción (Kurt, 2006).

3.1.2.1. Dosis de catalizador y peróxido de hidrógeno

La dosis de catalizador y de H_2O_2 son factores de gran importancia en el proceso y están relacionadas entre sí. Mientras que el catalizador determina la velocidad de la reacción, la cantidad de H_2O_2 determina la extensión de la misma (Rodríguez et al., 2010).

Debido a que se desconoce la composición química de los productos utilizadas durante los procesos que generan efluentes y por lo tanto los compuestos que pretenden oxidarse, la cantidad de reactivos a dosificar se calcula a partir de la DQO del efluente a tratar. Se considera una cantidad estequiométrica de H_2O_2 a aquella que aporta el oxígeno necesario (reacción 3.4) para satisfacer la remoción del DQO del efluente, que puede obtenerse a partir de la ecuación 3.1.



$$H_2O_2 [ml/l] = \frac{DQO [mgO_2/l]}{141,2 [mgO_2/mlH_2O_2]} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Esta expresión nos permite obtener los mililitros de H_2O_2 30% m/V a agregar por litro de efluente a tratar.

Es importante considerar una relación óptima de Fe: H_2O_2 para la remoción de color principalmente, dado que la eficiencia de remoción de DQO no presenta variaciones significativas en función de dicha relación. Esta relación puede ser muy variable, dependiendo de las características del efluente que se esté tratando y del tipo de compuestos orgánicos presentes. Sustancias orgánicas más complejas pueden requerir dosis de H_2O_2 mayores, a pesar que los radicales $OH\cdot$ puedan oxidarlos de manera no selectiva (Photriphet et al., 2013).

Estudios realizados con tintas de impresión demostraron que la relación óptima está dentro del rango 10-50% obteniendo remoción de color y DQO del 82% y 92,4% respectivamente (Ma & Xia, 2009). La mayoría de las sustancias orgánicas complejas presentes en el efluente de la imprenta offset pueden ser oxidadas mediante este método, donde se alcanzaron eficiencias de reducción para DQO y color del 89,4% y 74,8% respectivamente, para una relación de Fe: H_2O_2 de 1:4,98 (Photriphet et al., 2013).

Nuevamente, en estos casos también se deben realizar ensayos de laboratorio para determinar las dosis óptimas de cada reactivo.

La aplicación del proceso Fenton al tratamiento de aguas residuales industriales es limitado debido a los altos requerimientos tanto de H_2O_2 , lo que supone un elevado coste operacional, como de hierro, que implica la generación importante de lodos (Rodríguez et al., 2010).

3.1.2.2. Temperatura y pH

La velocidad de reacción del proceso aumenta con el aumento de la temperatura, con el óptimo a temperaturas ambiente, alrededor de los 20°C . Por encima de los 50°C la eficiencia disminuye marcadamente debido a la descomposición térmica del peróxido de hidrogeno hacia O_2 y H_2O (Rodríguez et al., 2010). Es necesario controlar la temperatura, debido al aumento de la misma a medida que la reacción avanza.

El pH afecta la eficiencia del proceso de mineralización, siendo el rango óptimo alrededor de 3. La importancia del efecto del pH puede examinarse con el diagrama de especiación en función del pH (figura 3.1.2).

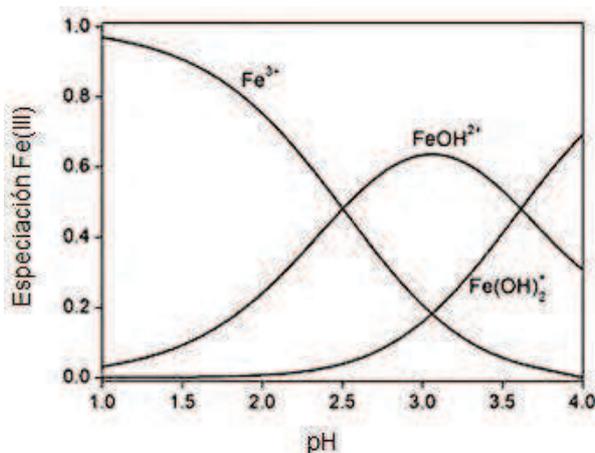
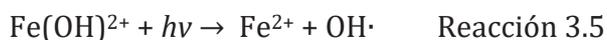


Figura 3.1.2: Especiación de 0,5 mM de Fe(III) para pH 1 a 4 a 25°C .

Fuente: Machulek et al., 2010.

A pH 3, la especie predominante es $\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_5(\text{OH})^{2+}$ (o $\text{Fe}(\text{OH})^{2+}$ simplificado), que absorbe en gran parte de la región espectral UV (Machulek et al., 2010). Además, esta especie realiza una reacción fotoquímica que produce Fe (II) y radical oxidrilo de manera muy eficiente (reacción 3.5).



El pH tiende a cambiar durante el proceso, por lo tanto, es importante controlar este parámetro continuamente.

3.1.2.3. Tiempo de proceso

El tiempo necesario para completar el tratamiento del efluente mediante el proceso foto-Fenton depende de muchas variables, tales como la dosis de H_2O_2 empleada y la calidad del agua residual a tratar.

Si bien este proceso se caracteriza por las altas velocidades de reacción, comprendidas entre 10^7 y 10^{10} $(Ms)^{-1}$ (Sanz et al., 2013), no todos los compuestos orgánicos reaccionan a la misma velocidad con el radical $OH\cdot$.

El tiempo necesario para el proceso de tratamiento suele determinarse experimentalmente, mediante la observación de los cambios de color.

Para el proceso de sedimentación, se demostró que la remoción de DQO y color del sobrenadante aumentan notablemente en los primeros 30 minutos (Ma & Xia, 2009). Para tiempos mayores, no se muestran incrementos significativos en la remoción.

3.1.2.4. Transferencia de radiación UV

Según un reporte elaborado por la fundación Water Research Foundation (WRF), la eficacia de los sistemas UV está determinada en gran medida por los procesos hidrodinámicos del sistema y la distribución en el campo de la radiación UV, que generan cierta distribución de la dosis de UV. Como resultado, la eficiencia en el proceso de oxidación puede variar significativamente, aunque el caudal y la potencia de la lámpara sean las mismas.

Se debe considerar que la radiación decae exponencialmente a medida que se adentra en el seno del líquido, por lo que resulta necesario establecer condiciones de turbulencia en las cercanías a la fuente de luz.

En sistemas de reactores convencionales, se garantiza una eficiencia óptima aplicando turbulencia en el reactor, inyectando los reactivos antes de ingresar al reactor y una distribución de dosis UV suficiente colocando las lámparas UV en una configuración espacial óptima (WRF, 2011).

En una planta de tratamiento se deben instalar muchas lámparas UV. Es posible reducir la demanda de energía mediante el diseño de un sistema de tratamiento en serie, donde las condiciones de operación son diferentes en cada reactor, ya que la calidad del agua mejora durante el proceso (WRF, 2011).

Al seleccionar una fuente de luz artificial se debe tener en cuenta (De La Cruz González, 2013):

- Emisión adecuada para activar el POA con una alta eficiencia de conversión de la energía eléctrica
- Emisión baja de longitudes de onda no deseadas para evitar pérdidas energéticas (radiación infrarroja en forma de calor, por ejemplo)
- Larga vida útil y bajo coste relativo
- Estabilidad espectral y en la intensidad
- Tamaño y geometría adecuados para la instalación

Tradicionalmente, las fuentes de luz UV que más se han empleado en POAs han sido las lámparas de baja presión de vapor de mercurio (BP-UV) y las de media presión de vapor de mercurio (MP-UV). En la figura A.3.1 en el anexo se muestran las características de cada una de estas lámparas.

3.1.3. Comparación entre ambos sistemas de tratamiento

Cuando se comparan dos alternativas, los criterios que suelen tener más importancia en cuanto a la elección de un sistema de tratamiento son la eficiencia del sistema, el coste de operación, la disponibilidad de recursos y el tiempo de tratamiento requerido.

En medidas generales, los tratamientos avanzados de aguas residuales son más costosos que los convencionales (Monsalve & Cardona, 2014) y son utilizados cuando se requieren eficiencias de tratamiento mayores o cuando las tecnologías convencionales no logran alcanzar la calidad de depuración final necesaria.

A partir del análisis de antecedentes, ambas alternativas de tratamiento demostraron ser efectivas en el proceso de remoción del color, turbidez y carga orgánica para los efluentes generados por una industria gráfica.

A continuación se muestra una comparación de ambos sistemas de tratamiento propuestos, en función a lo descripto en los apartados anteriores:

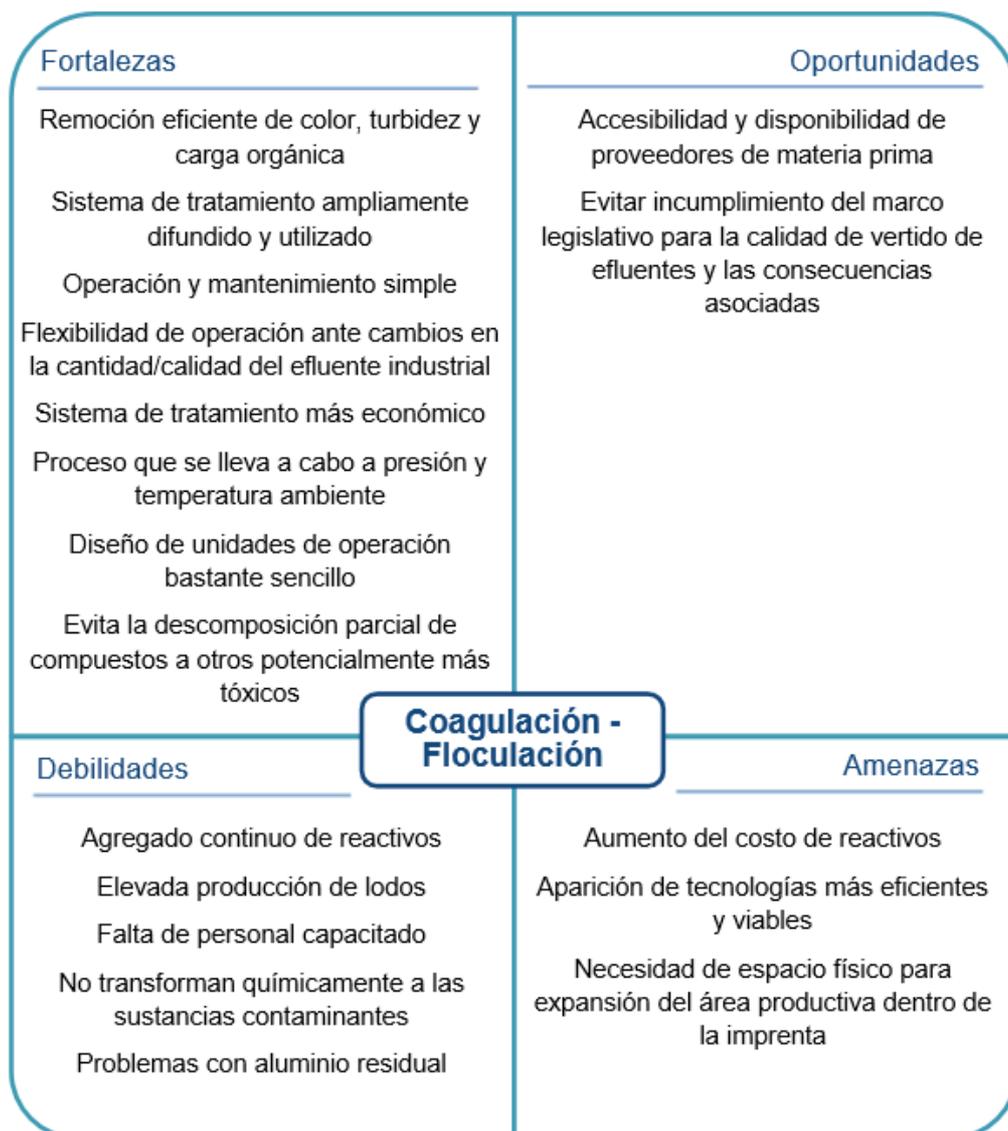


Figura 3.1.2: Análisis del sistema de tratamiento por coagulación y floculación.

Fuente: Elaboración propia.

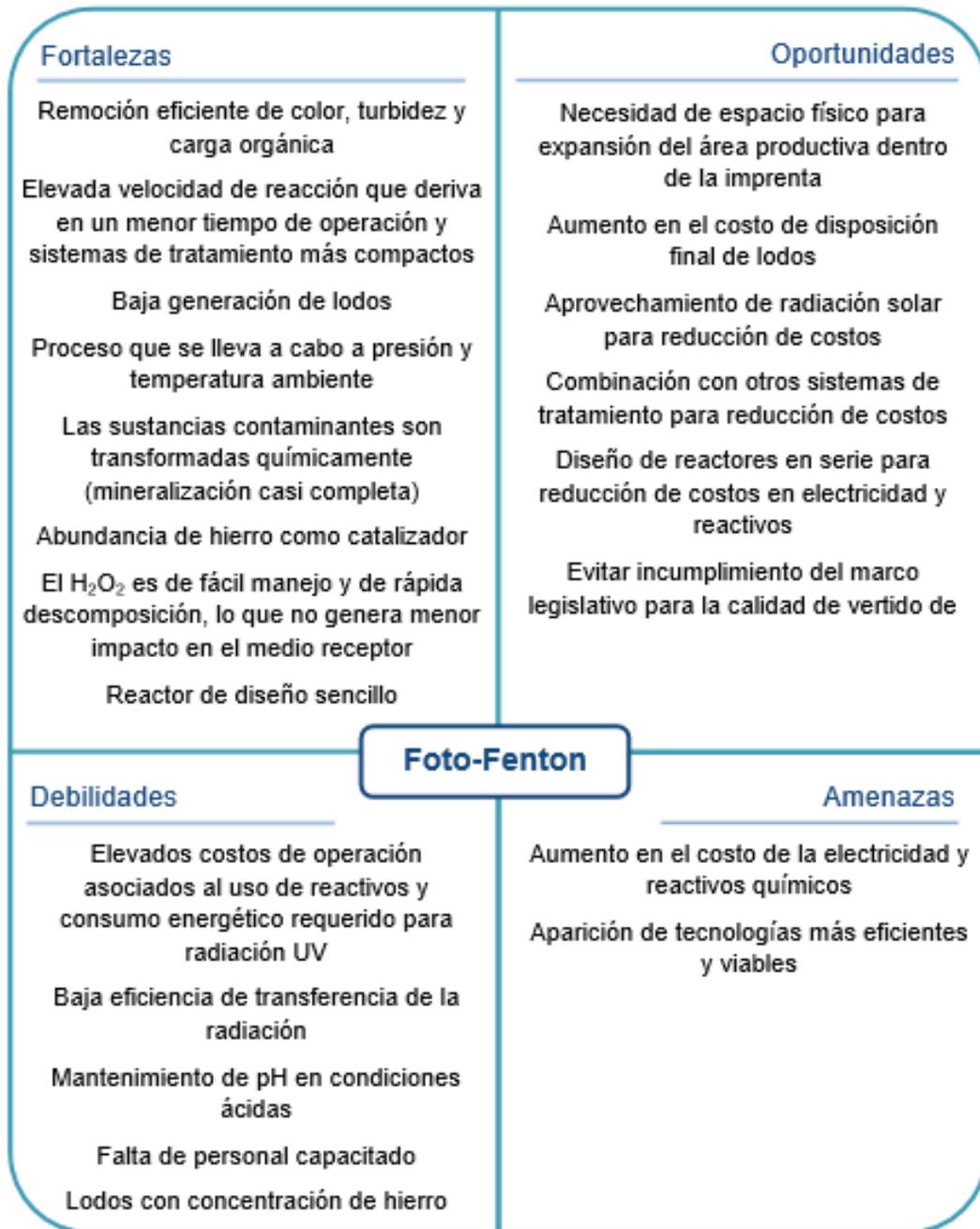


Figura 3.1.3: Análisis del sistema de tratamiento por foto-Fenton.

Fuente: Elaboración propia.

Todos los criterios de comparación listados serán tenidos en cuenta para el análisis de la elección del sistema de tratamiento final propuesto para este efluente industrial generado por la empresa gráfica.

3.2. Memoria descriptiva de la planta de tratamiento

La planta de tratamiento es la instalación donde ingresa el efluente crudo y se la somete a diversos procesos con el fin de obtener efluente con calidad final deseada. Se compone de una secuencia de operaciones unitarias, que tiene por objetivo reducir la carga contaminante química y biológica de los mismos.

En esta sección se describen las diferentes unidades que componen cada uno de las alternativas de tratamiento planteadas.

3.2.1. Planta de tratamiento por coagulación, floculación y sedimentación

El efluente generado durante el proceso y limpieza de las impresoras y elementos de impresión (planchas y rodillos) son colectados por canaletas con rejillas ubicadas a lo largo de la zona de producción y en una cámara de recepción ubicados debajo de las piletas de lavado. Desde allí pasan por una cámara medidora de caudal y luego a la cámara de equalización y neutralización, sin necesidad de bombeo.

3.2.1.1. Cámara de equalización y neutralización

El principal objetivo de esta cámara es compensar y minimizar las fluctuaciones de caudal y pH del efluente que alimenta las unidades de tratamiento siguientes.

El efluente generado presenta variación horaria a lo largo de cada jornada productiva. Los picos de generación de efluentes se producen luego de cada tirada de impresión, los cuales suelen llevarse a cabo al mediodía y al finalizar la jornada laboral.

Esta unidad se compone de un tanque cilíndrico, con un dosificador para mantención del pH óptimo a la salida. El efluente es bombeado a la salida de la unidad a un caudal de $12\text{m}^3/\text{h}$, donde una válvula divisoria destina el 75% a las unidades de tratamiento siguientes y el restante 25% es recirculado para mantener la agitación de esta unidad.

3.2.1.2. Cámara de coagulación

El objetivo de esta cámara es la desestabilización de las partículas coloidales en suspensión.

El efluente bombeado a llega a la cámara a un caudal constante de $9\text{m}^3/\text{h}$ desde la unidad anterior. El tanque es de forma rectangular y el efluente ingresa por la parte superior del mismo. Se coloca una tapa superior para evitar salpicaduras o desbordes debido a la potencia que imparte el chorro de descarga de efluente.

Antes de ingresar al tanque, se inyecta el coagulante mediante un módulo de almacenamiento y dosificación en línea en el sistema de conducción. Se coloca una boquilla de descarga que genera un chorro de salida de efluente con la turbulencia necesaria para la mezcla en el reactor.

El tiempo de residencia del efluente en esta unidad es de 30 segundos. La salida se realiza mediante una cañería por conducción a gravedad, colocada en la parte superior el otro extremo de la cámara.

3.2.1.3. Cámara de floculación

En esta unidad se promueve la formación de flóculos a partir de las partículas desestabilizadas previamente, que luego puedan ser removidos de la corriente de efluente en la etapa de tratamiento siguiente.

Esta cámara está representada por un tanque cilíndrico de mayor tamaño, donde el efluente ingresa por la parte superior mediante una cañería que lo descarga cerca del fondo del tanque.

Esta unidad cuenta con un módulo de almacenamiento y dosificación de floculante en línea en el sistema de conducción previo al ingreso y un sistema de suministro de energía para el sistema de mezclado por turbina.

El tiempo de residencia hidráulico del efluente es de 30 minutos y luego es descargado por la parte superior de la unidad mediante una cañería por conducción a gravedad hasta la próxima unidad.

3.2.1.4. Cámara de sedimentación

El objetivo de esta unidad es la separación de las fases sólido-liquidas generadas durante las etapas de tratamiento anteriores.

Nuevamente se diseña un tanque circular, donde el afluente ingresa por un tubo central con una campana difusora cilíndrica perforada. Los dispositivos de entrada a esta

unidad deben cumplir con la función de disipación de la energía, distribución uniforme del flujo de agua que ingresa y minimizar las perturbaciones de la capa de lodos.

El efluente clarificado se colecta por la parte superior del tanque. La zona de salida está compuesta por una chapa de acero inoxidable de altura regulable con vertederos triangulares de 90° por donde el efluente sale por rebalse hacia una canaleta de recolección que rodea toda la unidad. El efluente clarificado es conducido hasta la CTMyMC.

El sistema de remoción de barros es manual y serán recolectados por la parte inferior del decantador y llevados para su acondicionamiento y disposición final. La zona de recolección de lodos está compuesta por una tolva con pendiente y una compuerta de descarga regulada mediante una válvula de compuerta.

3.2.1.5. Cámara Tomadora de Muestras y Medidora de Caudal

Esta cámara deberá construirse previo vertido a la colectora cloacal y está destinada al ejercicio de las funciones de fiscalización por parte de la Autoridad de Aplicación competente. La misma tendrá las medidas reglamentarias según lo establecido por la Resolución MAyDS N°607/12 para caudales hasta 25m³/h, junto con su respectiva tabla de caudales.

3.2.1.6. Diagrama de flujo y esquema de la planta de tratamiento

En función a la descripción realizada previamente, se muestra en la figura 3.2.1 el diagrama de flujo y en la figura 3.2.2 un esquema de la planta de tratamiento diseñada para los efluentes de esta industria gráfica.

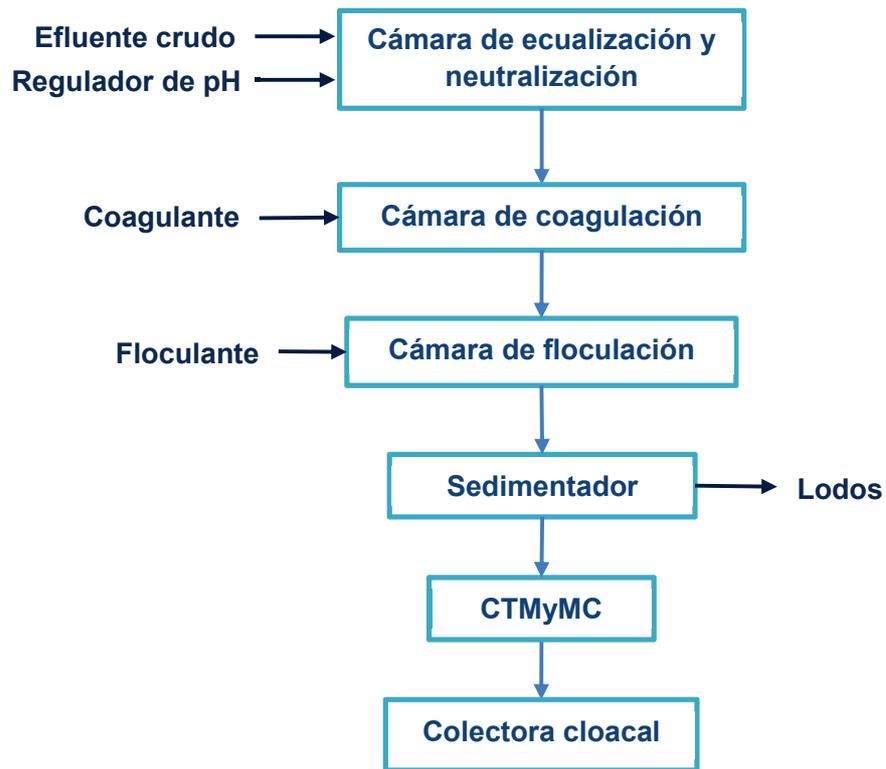


Figura 3.2.1: Diagrama de flujo del sistema de tratamiento propuesto por coagulación, floculación y sedimentación. Fuente: Elaboración propia.

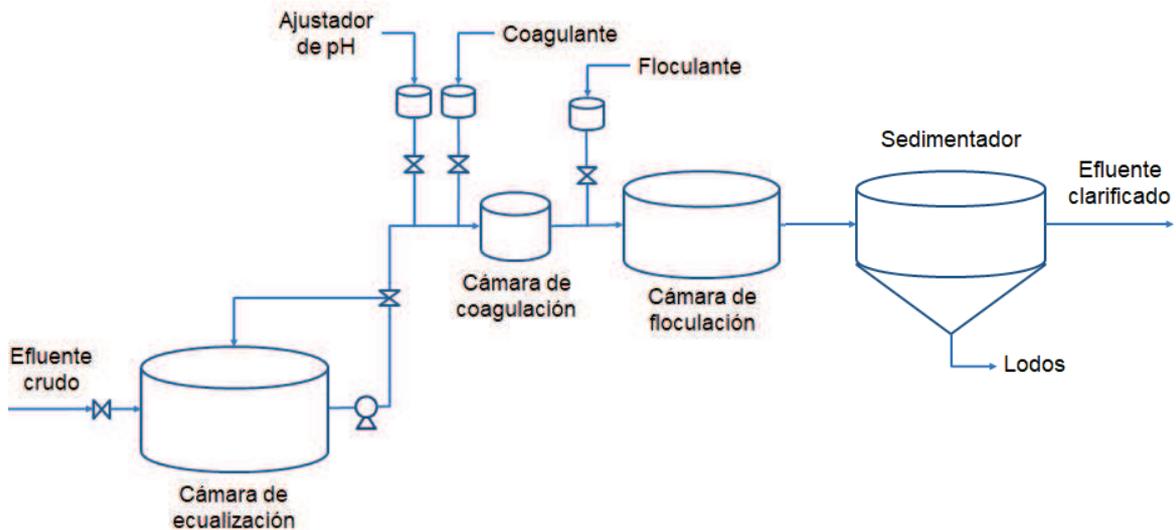


Figura 3.2.2: Esquema de planta de tratamiento por coagulación, floculación y sedimentación. Fuente: Elaboración propia.

3.2.2. Planta de tratamiento por foto-Fenton

Para esta alternativa se plantea un sistema de tratamiento, donde el efluente de lavado generado por la imprenta es bombeado desde la cámara de recepción, ubicada debajo de las piletas de lavado, hasta el reactor foto-Fenton. El proceso de tratamiento se llevará a cabo en dos lotes: una por la tarde para el tratamiento del efluente generado por los procesos de limpieza durante la mañana; y otra a la mañana siguiente, donde se tratará el efluente restante recolectado de la jornada laboral anterior.

El reactor de foto-Fenton es un reactor de mezcla completa, con una distribución geométrica de lámparas UV que permita una transferencia óptima de radiación. Los reactivos necesarios (ajustadores de pH, sales de hierro (II) y H_2O_2) son inyectados en línea a través de una bomba dosificadora antes de ingresar al reactor UV.

Luego del tiempo de retención necesario, el efluente llega al sedimentador a través de un sistema de conducción a gravedad para la deposición de los sólidos suspendidos. El efluente clarificado es conducido hasta la CTMyMC para su posterior descarga a colectora cloacal.

3.2.2.1. Diagrama de flujo y esquema de la planta de tratamiento

En la figura 3.2.3 se muestra el diagrama de flujo y en la figura 3.2.4 se muestra un esquema para el diseño del tratamiento de efluentes por foto-Fenton.

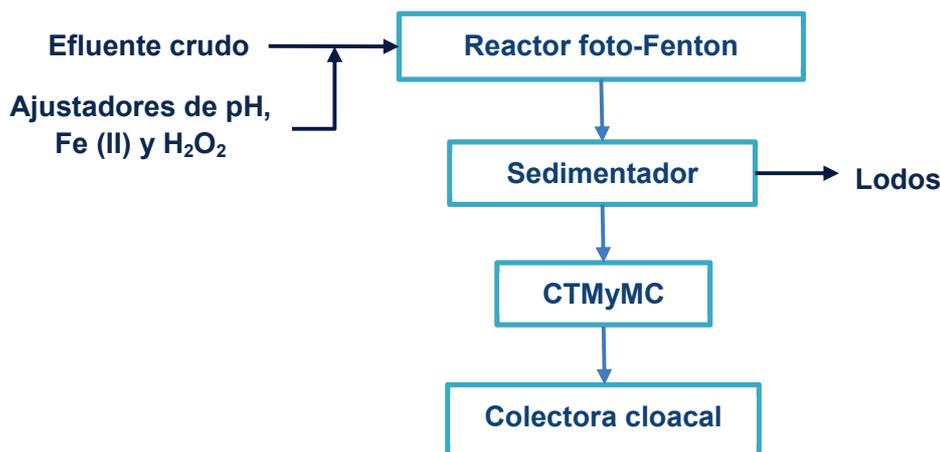


Figura 3.2.3: Diagrama de flujo del sistema de tratamiento por foto-Fenton.

Fuente: Elaboración propia.

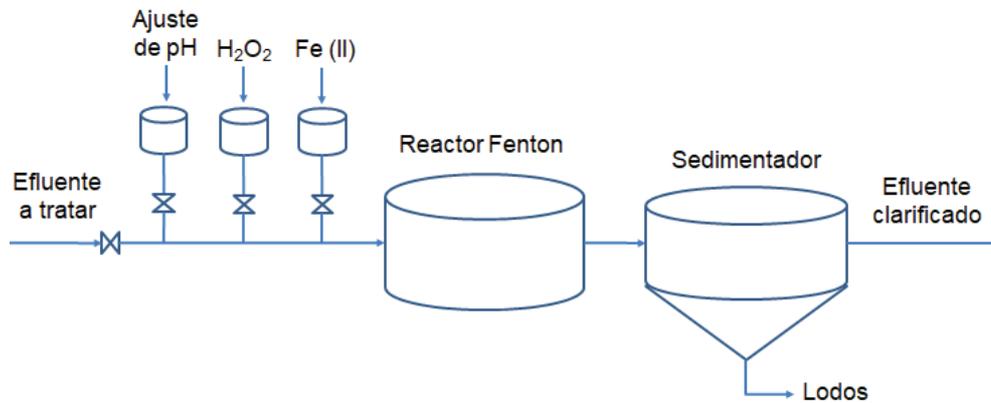


Figura 3.2.4: Esquema de planta de tratamiento por foto-Fenton.

Fuente: Elaboración propia.

3.3. Conclusiones

De los antecedentes detallados en este capítulo se concluye que ambas alternativas de tratamiento serían eficientes para la reducción de la carga orgánica, color y turbidez del efluente generado por esta industria gráfica.

Es necesario llevar a cabo ensayos de laboratorio para definir los parámetros que influyen en cada una de estas alternativas propuestas. Mediante un análisis que incorpore los resultados de dichos ensayos y que considere todos los criterios de comparación listados anteriormente, se podrá seleccionar la alternativa que mejor se ajuste para el tratamiento del efluente en estudio.

CAPITULO IV

METODOLOGÍA PRÁCTICA, RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EN LABORATORIO

Los ensayos a escala laboratorio con efluente real tienen la finalidad de evaluar la eficiencia y las condiciones óptimas de operación de los sistemas de tratamiento planteados. En la práctica, se determinan los parámetros de diseño a escala laboratorio para luego generalizar estos parámetros para aplicaciones a gran escala (Goel, Flora, & Chen, 2005).

En la tercera visita técnica, efectuada en agosto de 2017, se realizó un muestreo de efluentes para la ejecución de ensayos de laboratorio. Para la elaboración del plan de muestreo se tuvo en cuenta el modo de operación y la gestión actual de los efluentes. La empresa recolecta los líquidos generados durante una jornada laboral en un tanque de 2000 litros, por lo que se definió realizar un muestreo puntual, ya que en ese colector el efluente se encuentra compensado.

Se recolectó entonces de manera manual una muestra puntual de 20 litros de efluente crudo desde el tanque de almacenamiento provisorio al finalizar una jornada productiva en la imprenta. La muestra se almacenó dentro de un bidón limpio de polietileno de alta densidad y se mantuvo en oscuridad y refrigerada durante su traslado y hasta la fecha de inicio de los ensayos en laboratorio. No fue necesario agregar preservantes químicos a la muestra.

Se considera que la muestra recolectada es representativa de todos los procesos de producción y limpieza que generan efluentes durante las actividades de impresión que se llevan a cabo regularmente en la empresa.

Se utilizaron metodologías estandarizadas para la medición de cada parámetro fisicoquímico y todos los equipos de medición fueron calibrados previamente. Las metodologías y equipos empleados se detallan en la tabla A.4.1 del anexo.

4.1 Caracterización del efluente

La caracterización del efluente se realizó para conocer las propiedades fisicoquímicas iniciales del mismo y poder diseñar el tratamiento adecuado que se ajuste en función de los resultados obtenidos. Se realizó la determinación de los parámetros más frecuentes utilizados en la caracterización de aguas residuales: pH, temperatura, color, turbidez, conductividad eléctrica, DQO, sólidos sedimentables y sólidos suspendidos totales.

No se realizó medición de DBO, dado que este parámetro se obtiene mediante su relación con la DQO establecida a partir de las características del efluente detalladas en la tabla 2.5.1. Dicha relación es $DBO/DQO = 0,34$.

No se realizó la determinación de otros parámetros regulados en la normativa para límites de vuelco debido a que no fueron considerados como determinantes para la evaluación de los tratamientos propuestos y porque no se encontraron por encima de dichos límites en los últimos análisis de efluentes realizados a la empresa por parte de las autoridades de aplicación.

4.1.1 Resultados de la caracterización del efluente

El efluente de la imprenta es de un color azul grisado, presenta un fuerte olor a tinta y a simple vista se aprecia su elevada turbiedad. Se observan sólidos en suspensión de gran tamaño, que se encuentran conformados principalmente por papel entintado que es arrastrado durante el proceso de lavado.

En la tabla 4.1.1 se muestran los resultados de la caracterización del efluente.

Sobre la base de estos resultados obtenidos, se evidencia que los valores de DQO y sólidos sedimentables superan ampliamente a los límites permisibles para vuelco a colectora cloacal establecidos por normativa (tabla 2.6.1) y a los valores de la caracterización preliminar de efluentes declarados por la empresa (tabla 2.5.1).

Tabla 4.1.1: Caracterización inicial del efluente crudo de la imprenta.

*Obtenido a partir de la relación DQO/DBO = 0,34

Parámetro	Valor
Temperatura	19,83°C
pH	4,94
Conductividad	6,48 mS/cm
Turbidez	16140 NTU
Color a 455nm	610 Pt-Co
Color a 455nm	570 Pt-Co
DQO	22600 mgO ₂ /l
DBO*	7752 mgO ₂ /l
SS 10min	21 ml/l
SS 2 horas	23 ml/l
SST	9,17 mg/l

4.2 Pruebas de Jar-Test en INTI - Ambiente

Debido a los diversos factores que influyen el proceso de coagulación y floculación, la complejidad de las reacciones químicas involucradas y la variabilidad fisicoquímica de las aguas residuales, no se puede establecer previamente la dosis óptima de compuestos químicos a emplear.

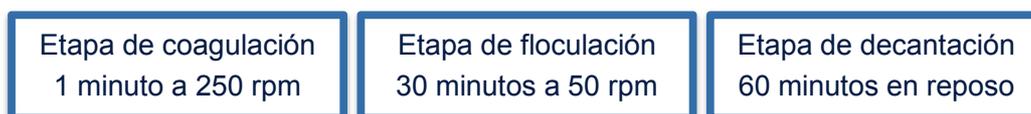
Para evaluar la eficiencia del tratamiento se realizaron ensayos de Jar-Test, que simula este proceso de tratamiento. La información que puede obtenerse mediante estas pruebas es importante para el diseño, condiciones de operación normal y optimización de plantas de tratamiento.

Manteniendo los demás parámetros constantes, se puede determinar el valor óptimo de un parámetro en particular. Para los ensayos realizados en este proyecto, solo se varió la dosis de coagulante con ajuste de pH.

El equipo de Jar-Test consta de seis agitadores donde se colocan seis jarras de 1000ml de capacidad. La velocidad de rotación es la misma para todas las paletas, la cual puede ser regulada en el rango de 50 a 250 rpm.

A cada recipiente de vidrio se le fueron añadiendo 200ml alternativamente, hasta alcanzar un volumen final de 800ml de efluente crudo, para garantizar la homogeneidad de las muestras. Se pone cada recipiente debajo del equipo y se lo agita levemente para la medición de pH y temperatura iniciales. Se ajusta el pH de ser necesario para trabajar dentro de los pH recomendados por bibliografía para cada tipo de coagulante empleado.

El ensayo de Jar-Test se divide en 3 etapas, donde los tiempos y velocidades de agitación se adoptaron en función a los rangos recomendados en bibliografía:



El agregado de coagulante y floculante se realiza de manera inmediata al comienzo de cada etapa correspondiente con una pipeta automática. El agregado debe ser en simultáneo para las seis jarras, para una dispersión instantánea y representativa.

Se realizaron dos ensayos de Jar-Test para determinar:

- ❖ Determinación del coagulante más efectivo con corrección de pH
- ❖ Ajuste de dosis del coagulante más efectivo con corrección de pH

Terminada la etapa de sedimentación, se mide pH final y se toman muestras del sobrenadante a una profundidad de 3 cm de la superficie aproximadamente. De dichas muestras se mide se evalúa el porcentaje de remoción de los parámetros color, turbidez y DQO.

4.2.1 Metodología para la evaluación de resultados

Los resultados de cada parámetro en la caracterización fisicoquímica del efluente se expresa como su valor medio \pm su desviación.

Para los ensayos realizados, se determinan las condiciones óptimas aquellas que producen la mayor reducción de turbidez, color y DQO. La eficiencia de remoción de cada parámetro se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Remoción (\%)} = 100 \times \left(\frac{A_0 - A}{A_0} \right) \quad \text{Ecuación 4.1}$$

A_0 : Valor inicial

A : Valor final luego del tratamiento aplicado.

Además del valor final de los parámetros fisicoquímicos medidos, se considera y se analiza el volumen y las características del lodo generado para cada proceso de tratamiento. Se observa y se toma nota del tiempo transcurrido hasta la aparición de flóculos, la apariencia, tamaño y cantidad de flóculos luego del periodo de agitación, el tiempo de sedimentación y la compactación, densidad y cantidad de lodo sedimentado. Se mide el volumen de barro generado, trasvasándolo con cuidado a una probeta graduada.

4.2.2 Cálculo del gradiente de velocidad

Se realizan los cálculos del gradiente de velocidad para verificar que los ensayos se lleven a cabo dentro de los rangos óptimos recomendados por bibliografía, tanto para el proceso de coagulación como para floculación.

El gradiente de velocidad es función de la potencia disipada necesaria para la mezcla y se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$G = \sqrt{\frac{P}{V\mu}} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

G : Gradiente de velocidad [s^{-1}]

P : Potencia disipada [W]

μ : Viscosidad absoluta del agua [kg/ms]

V : Volumen [m^3]

La potencia disipada, a su vez, se puede expresar en función de las características del fluido y de la geometría del tanque de mezcla y del impulsor (ecuación 4.3).

$$P = K\rho n^3 D^5 \quad \text{Ecuación 4.3}$$

K : Número de potencia

ρ : Densidad del agua

n : Número de rotaciones por segundo [rps]

D : Diámetro de la turbina [m]

Reemplazando la ecuación 4.3 en 4.2, se obtiene:

$$G = \sqrt{\frac{K\rho n^3 D^5}{V\mu}} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Las velocidades de agitación empleadas fueron 250 y 50 rpm para las etapas de coagulación y floculación respectivamente. El sistema de agitación utilizado en el laboratorio consta de una turbina de flujo radial con paletas cortas y rectas de 6 cm de diámetro. El número de potencia para este tipo de turbina es 1,70 (McCabe, Smith, & Harriott, 2007).

Reemplazando el volumen de efluente ensayado y los valores de μ y ρ para el agua a la temperatura que se efectuaron los ensayos de laboratorio (figura A.4.1 en el anexo), se obtiene el valor de G para coagulación y floculación.

K : Número de potencia = 1,7

ρ : Densidad del agua = 998,2 kg/m³ a 20°C

μ : Viscosidad absoluta del agua = 1,002·10⁻³ kg/ms a 20°C

V : Volumen = 0,8·10⁻³ m³

n : Número de rotaciones por segundo = 4,16rps para coagulación (250rpm)

n : Número de rotaciones por segundo = 0,83rps floculación (50rpm)

D : Diámetro de la turbina = 0,06 m

$G_{COAGULACIÓN}$: Gradiente de velocidad para coagulación = 344,25 s⁻¹

$G_{FLOCULACIÓN}$: Gradiente de velocidad para floculación = 30 s⁻¹

Ambos valores de G se encuentran dentro del rango recomendado en los antecedentes para cada proceso, detallados en el capítulo anterior.

4.2.3 Primer ensayo: Determinación del coagulante más efectivo

Este ensayo se realiza para obtener resultados orientativos sobre la efectividad de los diferentes coagulantes en el tratamiento de este efluente. Se planteó trabajar con las condiciones de temperatura y pH iniciales del efluente.

Se realizan los ensayos con Praestol 853 como único floculante catiónico y los coagulantes utilizados para esta práctica fueron sulfato de aluminio, sulfato ferroso y una muestra comercial de PAC 18.

En laboratorio se prepararon las soluciones de coagulante de sulfato ferroso ($\text{FeSO}_4 \cdot 7 \text{H}_2\text{O}$) al 35% m/V y de floculante Praestol 853 al 0,3% m/V.

Para complementar los estudios de laboratorio, se tomó contacto con diferentes proveedores de coagulantes, solicitando muestras para realizar los ensayos. La empresa Arquimia S.A. proporcionó muestras de PAC 18 y sulfato de aluminio.

El PAC 18 es un líquido ligeramente viscoso de color ámbar, con una concentración de 17,2% g/g Al_2O_3 , una basicidad de 40,1% g/g y una densidad de 1,375 g/cm³. La muestra de sulfato de aluminio es un líquido ligeramente viscoso de color marrón rojizo, con una concentración de 7,16% g/g Al_2O_3 y densidad de 1,31 g/cm³.

Las dosis empleadas de cada reactivo se consideraron en función a las recomendaciones bibliográficas y se detallan en las siguientes tablas:

Tabla 4.2.1: Coagulantes y dosis a emplear en ensayo Jar-Test.

	Sulfato de aluminio	Sulfato ferroso	PAC
Dosis recomendada	100 a 300 g/m ³	200 a 400 g/m ³	300 g/m ³
Dosis utilizada	300 g/m ³	350 g/m ³	300 g/m ³
Masa a dosificar	0,24 g	0,28 g	0,24 g
Concentración	9,37% m/V	35% m/V	23,65% m/V
Volumen a dosificar	2,5 cm ³	8 cm ³	1 cm ³

En la tabla 4.2.2 se muestran las concentraciones de coagulante y floculante empleados para la primera prueba de Jar-Test. Para las muestras tratadas con PAC 18, se decidió llevar el pH inicial del efluente cercano al neutro.

Tabla 4.2.2: Concentración de coagulante y floculante empleados y valor de pH inicial. *El pH se ajustó con H₂SO₄ 0,1N.

Jarra	Concentración de coagulante [mg/l]	Concentración de floculante [mg/l]	pH inicial [UpH]
1	350,0 mg/l FeSO ₄	7,5 mg/l Praestol 853	9,5 ± 0,1
2	437,5 mg/l FeSO ₄	7,5 mg/l Praestol 853	9,5 ± 0,1
3	292,8 mg/l Al ₂ (SO ₄) ₃	7,5 mg/l Praestol 853	9,5 ± 0,1
4	351,4 mg/l Al ₂ (SO ₄) ₃	7,5 mg/l Praestol 853	9,5 ± 0,1
5	295,6 mg/l PAC18	7,5 mg/l Praestol 853	7,2* ± 0,1
6	591,2 mg/l PAC18	7,5 mg/l Praestol 853	7,3* ± 0,1

4.2.3.1 Resultados del primer ensayo

En la tabla a continuación se muestran los resultados obtenidos de la caracterización del sobrenadante para el primer ensayo de Jar-Test:

Tabla 4.2.3: Caracterización fisicoquímica del sobrenadante.

Jarra	pH [UpH]	Temperatura [°C]	Conductividad [mS/cm]	SST [mg/l]
1	7,4 ± 0,1	19,8 ± 0,1	0,67 ± 0,01	1,11 ± 0,05
2	5,3 ± 0,1	19,9 ± 0,1	0,98 ± 0,01	0,89 ± 0,07
3	4,0 ± 0,1	20,0 ± 0,1	1,60 ± 0,01	0,03 ± 0,07
4	4,1 ± 0,1	20,0 ± 0,1	1,61 ± 0,01	0,00 ± 0,07
5	4,2 ± 0,1	20,0 ± 0,1	1,65 ± 0,01	0,19 ± 0,07
6	4,1 ± 0,1	19,9 ± 0,1	1,99 ± 0,01	0,36 ± 0,07

A partir de los datos de la caracterización fisicoquímica del sobrenadante, se pudo observar que los mismos presentaron disminución marcada en el pH final. Es importante tener esto en cuenta, dado que efluentes con pH menores a 5,5 no son aptos para vertidos a colectora cloacal según normativa vigente.

Las muestras que presentaron menor conductividad fueron aquellas tratadas con sulfato ferroso, pero fueron las que presentaron menor remoción de sólidos suspendidos totales. Las muestras tratadas con sulfato de aluminio y PAC 18 presentaron valores de

conductividad y pH similares y buena eficiencia en la reducción de sólidos suspendidos totales.

Cuantificación de la remoción de color

En la tabla 4.2.4 se muestran los valores obtenidos en la medición de color del sobrenadante y los porcentajes de remoción respectivos. Los valores corresponden al color verdadero, es decir, aquel que corresponde a la medición de la muestra previamente filtrada.

Tabla 4.2.4: Medición de color a 455 y 465nm del sobrenadante. Todas las muestras debieron diluirse 1:10 para poder realizar la medición.

Jarra	Color 455nm [Pt-Co]	% Remoción Color 455nm	Color 465nm [Pt-Co]	% Remoción Color 465nm
1	860 ± 10	-41%	830 ± 10	-46%
2	2570 ± 10	-321%	2530 ± 10	-344%
3	520 ± 10	15%	490 ± 10	14%
4	630 ± 10	-3%	460 ± 10	19%
5	50 ± 10	92%	30 ± 10	95%
6	70 ± 10	89%	100 ± 10	82%

Se observa que la remoción de color más efectiva se obtuvo utilizando el coagulante PAC 18 (jarras 5 y 6), alcanzando eficiencias superiores al 80%. Con los demás coagulantes no se alcanzaron buenas eficiencias de remoción y para el caso del sulfato ferroso hasta se observó mayor coloración final en el sobrenadante. Esto se debe probablemente a la presencia del hierro, que le aporta color al agua.

Cuantificación de la remoción de turbidez

En la siguiente tabla se muestran los valores medidos para la turbidez de cada sobrenadante y el respectivo porcentaje de remoción alcanzado:

Tabla 4.2.5: Turbidez y remoción de turbidez para cada sobrenadante. *Se realizaron diluciones 1:20 para la medición.

Jarra	Turbidez [NTU]	% Remoción Turbidez
1	8680* ± 90	46%
2	12600* ± 100	22%
3	741 ± 7	95%
4	806 ± 8	95%
5	474 ± 4	97%
6	867 ± 9	95%

Para las muestras tratadas con los coagulantes de sulfato de aluminio y PAC 18 se observa mayor eficiencia en la remoción de turbidez, siendo mayor o iguales al 95%.

Cuantificación de la reducción de DQO

La medición de DQO para estos sobrenadantes no pudo realizarse por duplicado debido a limitaciones presupuestarias. Por lo tanto, los resultados obtenidos se consideran estimativos y se utilizaron a modo orientativo para determinar el coagulante más efectivo en la reducción de la DQO final.

En la tabla a continuación se muestran los valores de DQO obtenidos para cada sobrenadante con los porcentajes de remoción respectivos para el primer ensayo:

Tabla 4.2.6: Valores de DQO y su porcentaje reducción para cada sobrenadante.

Jarra	DQO [mgO ₂ /l]	% Reducción DQO
1	19100 ± 600	16%
2	14100 ± 500	38%
3	16400 ± 500	27%
4	13800 ± 400	39%
5	15000 ± 400	33%
6	7300 ± 300	68%

En todos los casos se registra una reducción de la DQO luego del tratamiento efectuado. Se obtuvo la mayor eficiencia de remoción para la muestra 6, en la cual se empleó una concentración de 591,2 mg/l de PAC18 para el tratamiento del efluente.

De todos modos, este valor de DQO sigue estando por encima de los límites de vertido a colectora cloacal establecidos en la normativa vigente.

Análisis de la formación de flóculos, barros sedimentados y en el sobrenadante

En las muestras de efluente tratadas con sulfato ferroso no se evidenció la formación de flóculos en ningún momento. Al finalizar la etapa de sedimentación, la generación de lodos fue despreciable. Solo se depositó una fina capa lodosa en el fondo y una capa aceitosa en la superficie, similares a las que pudieron observarse en el cono Imhoff para la determinación de sólidos sedimentables del efluente crudo.

Durante el proceso de filtrado de estas muestras, el filtro se saturó rápidamente y las muestras filtradas presentaron una coloración levemente rojiza, característica del uso de estos coagulantes por la presencia de hierro. La medición de color respalda lo observado a simple vista, ya que el color final de estas muestras fue mayor al medido en el filtrado del efluente crudo.

Para los ensayos con los otros dos coagulantes, se observó formación de flóculos instantáneamente luego del agregado del floculante. Sin embargo, la apariencia de los mismos fue muy distinta para cada coagulante utilizado. Para las muestras tratadas con sulfato de aluminio, los flóculos formados fueron más pequeños. Durante la etapa de sedimentación se registró una velocidad de sedimentación inicial del orden de los minutos y se obtuvieron barros de buena compresibilidad. Se observó también la formación de una capa de sobrenadante, siendo ésta menos densa en comparación a la formada en las muestras tratadas con sulfato ferroso.

Para las muestras tratadas con PAC 18, se observó la formación de flóculos de mayor tamaño y bien formados, de 1 cm de diámetro aproximadamente (ver figura 4.4.6). Se registró una velocidad de sedimentación inicial instantánea, del orden de los segundos. Sin embargo, el lodo depositado fue de baja compresibilidad. En cuanto al sobrenadante, fue casi despreciable formado por algunos restos de papel entintados que quedaron en la superficie (ver figura 4.4.7).

En la tabla 4.2.7 se muestra el volumen de barro sedimentado y en el sobrenadante generado para cada muestra tratada.

Tabla 4.2.7: Volumen de barros y sobrenadante generados luego de la etapa de sedimentación.

Jarra	Volumen de barro sedimentado [ml/l]	Volumen de barro en sobrenadante [ml/l]	Observaciones
1	12 ± 1	-	Capa lodosa de color gris
2	12 ± 1	6 ± 1	
3	75 ± 1	25 ± 1	Lodo más comprimido y sobrenadante menos denso
4	80 ± 1	12 ± 1	
5	100 ± 1	-	Lodo poco compresible y sobrenadante despreciable
6	100 ± 1	-	

Comparando la generación de lodos depositados y en sobrenadante utilizando como coagulante PAC 18 y sulfato de aluminio, vemos que los volúmenes registrados son similares. La ventaja de utilizar PAC 18, a pesar de la baja compresibilidad de los lodos sedimentados, es que no se genera lodo en el sobrenadante. Esto significa un ahorro económico en la construcción y operación de un sistema de barrido superficial. Debe tenerse en cuenta que se deberá incorporar en ese caso, medidas de separación de restos de papel previo al lavado, que quedan adheridos a las planchas y rodillos.

4.2.3.2 Análisis de costos de los coagulantes

El análisis de los costos también debe ser tenido en cuenta al momento de incorporar todas las variables que influyen en la elección del tratamiento óptimo. Se compara el precio de los coagulantes de sulfato de aluminio y el PAC 18, que fueron los más efectivos para el tratamiento de este efluente.

Los precios de mercado de los mismos son:

Sulfato de aluminio: 260 U\$/Tn

PAC 18: 620 U\$/Tn

Teniendo en cuenta la composición de cada coagulante (% de Al_2O_3) y, por lo tanto, el volumen a agregar en cada caso, se obtiene que el costo en el tratamiento por agregado de coagulante es similar en ambos casos, siendo para PAC 18 levemente menor.

Si bien los costos finales son similares, es importante considerar la practicidad en la manipulación de compuestos químicos durante la etapa de operación del sistema de tratamiento. La cantidad de PAC 18 a agregar por volumen de efluente a tratar es menor, siendo una ventaja frente a otros coagulantes.

4.2.3.3 Determinación de la dosis coagulante más efectivo

En función a los resultados y los análisis detallados en los apartados anteriores de este capítulo, se evidencia que los coagulantes que presentaron mejor eficiencia en el tratamiento del efluente industrial fueron el sulfato de aluminio y PAC 18. No hay diferencia en el costo final de ambos pero se requiere menor cantidad de PAC 18 por volumen de efluente a tratar.

Se decidió realizar el próximo ensayo de Jar-Test con el coagulante PAC 18 debido a todas las ventajas que representa su uso, detalladas en el capítulo 3 de este proyecto. Particularmente, luego de este ensayo en laboratorio, se obtuvo que las muestras tratadas con este coagulante presentaron mayor porcentaje de reducción de color, turbidez y DQO. Además, la velocidad de reacción, formación y sedimentación de flóculos fue superior a los demás coagulantes y la generación de lodo en el sobrenadante fue despreciable.

En el próximo ensayo se propuso la variación de la dosis de PAC 18 con corrección de pH para el tratamiento de efluente industrial de esta imprenta.

4.2.4 Segundo ensayo: Ajuste de dosis del coagulante más efectivo

En función del análisis de los resultados del primer ensayo, se realizó esta segunda experiencia en laboratorio para determinar la dosis óptima del coagulante más efectivo. Se utilizó Praestol 853 0,3%*m/V* como único floculante catiónico y PAC 18 como coagulante. Se planteó trabajar con las condiciones de temperatura iniciales del efluente y ajustar el pH alrededor de 7.

Debido a limitaciones en la cantidad de muestras de efluente, para este ensayo se utilizaron jarras de 600ml de volumen, a las cuales se le agregaron 500ml de efluente crudo a cada una.

En la tabla 4.2.8 se muestran las concentraciones finales de coagulante y floculante, con el valor de pH inicial y corregido para cada jarra. Dado que la mayor eficiencia en remoción de DQO se obtuvo con una concentración de 591,2 mg/l de PAC 18, se propuso variar la concentración de coagulante alrededor de este valor y aumentando aún más la dosis para ver si se logran obtener eficiencias de remoción mayores.

Tabla 4.2.8: Concentración de coagulante y floculante empleados y valor de pH inicial y corregido. El pH se ajustó con NaOH 40%.

Jarra	Concentración de coagulante	Concentración de floculante	pH inicial	pH corregido
1	473 mg/l PAC18	9 mg/l Praestol	4,9 ± 0,1	7,0 ± 0,1
2	543 mg/l PAC18	9 mg/l Praestol	4,9 ± 0,1	7,2 ± 0,1
3	614 mg/l PAC18	9 mg/l Praestol	4,9 ± 0,1	7,3 ± 0,1
4	685 mg/l PAC18	9 mg/l Praestol	5,0 ± 0,1	7,2 ± 0,1
5	756 mg/l PAC18	9 mg/l Praestol	5,0 ± 0,1	7,2 ± 0,1
6	827 mg/l PAC18	9 mg/l Praestol	4,9 ± 0,1	7,2 ± 0,1

En esta instancia, lo primero que se evidencia es el cambio abrupto en los valores de pH inicial, en comparación a las mediciones en el primer ensayo. Esto podría estar demostrando la elevada variabilidad del efluente. Se propuso llevar todas las jarras a un pH alrededor del neutro para la realización de este ensayo.

4.2.4.1 Resultados del segundo ensayo

En la siguiente tabla se muestran los resultados de la caracterización del sobrenadante para cada una de las jarras:

Tabla 4.2.9: Caracterización fisicoquímica del sobrenadante.

Jarra	pH [UpH]	Temperatura [°C]	Conductividad [mS/cm]	SST [mg/l]
1	5,3 ± 0,1	20,6 ± 0,1	5,01 ± 0,01	0,08 ± 0,07
2	5,2 ± 0,1	20,5 ± 0,1	5,19 ± 0,01	0,03 ± 0,07
3	5,2 ± 0,1	20,3 ± 0,1	5,39 ± 0,01	0,06 ± 0,07
4	5,1 ± 0,1	20,2 ± 0,1	5,59 ± 0,01	0,05 ± 0,07
5	5,0 ± 0,1	20,6 ± 0,1	5,86 ± 0,01	0,08 ± 0,07
6	5,0 ± 0,1	20,4 ± 0,1	5,95 ± 0,01	0,04 ± 0,07

Se puede observar que nuevamente el pH descendió 2 unidades aproximadamente, menor al registrado en el primer ensayo utilizando el mismo coagulante. También se observa que el aumento en la dosis del coagulante provoca un mayor descenso en el pH.

Todos los valores de pH para estas muestras se encuentran por debajo del límite apto para vertido a colectora cloacal.

Las conductividades registradas permanecieron cercanas al valor inicial del efluente crudo, a diferencia del primer ensayo donde se registró un descenso marcado de este parámetro.

Para los SST se observa una reducción notable, alcanzando eficiencias de remoción superiores al 98% con respecto a la muestra del crudo.

Cuantificación de la remoción de color

En la tabla 4.2.10 se muestran los valores obtenidos en la medición de color verdadero del sobrenadante y los porcentajes de remoción respectivos. No fue necesario realizar diluciones de las muestras para la medición de color.

Se observa que la remoción de color más efectiva se obtuvo para la primera jarra, utilizando una concentración de 473 mg/l de PAC 18, alcanzando 88% y 89% para color a 455 y 465nm respectivamente. El porcentaje de remoción más bajo se obtuvo para la jarra 3 y para las demás muestras, las eficiencias se encontraron dentro del 52-63% de reducción de color.

Tabla 4.2.10: Medición de color a 455 y 465nm del sobrenadante.

Jarra	Color 455nm [Pt-Co]	% Remoción Color 455nm	Color 465nm [Pt-Co]	% Remoción Color 465nm
1	71 ± 10	88%	65 ± 10	89%
2	227 ± 10	63%	221 ± 10	61%
3	375 ± 10	39%	375 ± 10	34%
4	242 ± 10	60%	245 ± 10	57%
5	236 ± 10	61%	231 ± 10	59%
6	279 ± 10	54%	272 ± 10	52%

Cuantificación de la remoción de turbidez

En la tabla 4.2.11 se muestran los valores registrados para el parámetro turbidez de cada sobrenadante y el respectivo porcentaje de reducción alcanzado. Para estas mediciones no fue necesario realizar diluciones.

Tabla 4.2.11: Turbidez y remoción de turbidez para cada sobrenadante.

Jarra	Turbidez [NTU]	% Reducción Turbidez
1	90 ± 10	99%
2	100 ± 10	99%
3	160 ± 16	99%
4	120 ± 12	99%
5	150 ± 15	99%
6	140 ± 14	99%

Se percibe la eficiencia en el tratamiento en cuanto a la reducción de la turbidez, obteniendo para todas las muestras una disminución del 99% en comparación al efluente crudo.

El menor valor de turbidez registrado corresponde a la primera jarra, donde se utilizó una concentración de 473mg/l de PAC 18.

Cuantificación de la reducción de DQO

La medición de DQO para estos sobrenadantes se realizó por duplicado y en la tabla 4.2.12 se muestra el promedio calculado con los porcentajes de remoción respectivos.

Tabla 4.2.12: Valores para DQO y su porcentaje de reducción del sobrenadante.

Jarra	DQO [mgO ₂ /l]	% Reducción DQO
1	8000 ± 2000	66%
2	11000 ± 2000	40%
3	9000 ± 2000	47%
4	10000 ± 2000	43%
5	11000 ± 2000	40%
6	10000 ± 2000	44%

En todos los casos se registra una reducción de la DQO luego del tratamiento efectuado. No se observa correlación entre las dosis de coagulante empleadas para cada muestra y el porcentaje de reducción en la DQO.

La mayor eficiencia de remoción (66%) se obtuvo para la muestra 1, en la cual se empleó una concentración de 473 mg/l de PAC 18 para el tratamiento del efluente. Para todas las demás muestras se registraron eficiencias menores al 47%.

Comparando con el primer ensayo, se obtuvieron eficiencias menores utilizando para esta experiencia. Para este ensayo, con el ajuste de dosificación, se esperaban obtener eficiencias de reducción de DQO superiores.

Se evidencia que los valores de DQO para todas las muestras continúan estando por encima del límite de vertido a colectora cloacal establecidos en la normativa vigente. Es decir, estos procesos ensayados a escala laboratorio como único sistema de tratamiento no es suficiente para obtener un efluente apto para vertido a colectora cloacal.

Análisis de la formación de flóculos, barros sedimentados y en el sobrenadante

Para las jarras 1 y 2, la formación de flóculos fue instantánea luego del agregado del floculante. Los flóculos formados fueron más pequeños en comparación a los observados en la práctica anterior utilizando el mismo coagulante.

Luego de unos minutos podía observarse la formación de flóculos en todas las muestras. Se registró que el tiempo de aparición de los mismos parecía proporcional a la concentración de coagulante empleado, dado que aquellas muestras con mayor agregado de coagulante fueron las que requirieron mayor tiempo para la formación de los flóculos.

En la etapa de sedimentación, todas las muestras presentaron elevadas velocidades de sedimentación inicial del orden de los segundos, siendo de manera instantánea para las jarras 1 y 2.

A pesar de esta elevada velocidad de decantación, el lodo depositado inicial es de baja compresibilidad. Al finalizar la etapa de sedimentación, se observa que el lodo decantado disminuye casi hasta la mitad de su volumen inicial.

En cuanto al lodo en el sobrenadante, fue casi despreciable formado por algunos restos de papel entintados que quedaron en la superficie. Se obtuvo un efluente clarificado y el lodo depositado pudo ser fácilmente separable por trasvasado para la medición de su volumen en una probeta.

En la tabla 4.2.13 se muestra el volumen de barro sedimentado y en el sobrenadante generado para cada muestra tratada.

Se observa que a medida que fue aumentando la dosis de coagulante, también fue creciendo el volumen de lodo depositado. En comparación al primer ensayo de laboratorio realizado, la proporción de lodos generado para las muestras 1 y 2 es similar, mientras que para las demás muestras, el volumen de lodo generado es significativamente mayor.

Tabla 4.2.13: Volumen de barro generados luego de la etapa de sedimentación.

Jarra	Volumen de barro sedimentado [ml]	Volumen de barro en el sobrenadante [ml]	Observaciones
1	106 ± 1	-	
2	98 ± 1	-	
3	180 ± 1	-	Sobrenadante
4	178 ± 1	-	despreciable formado por
5	190 ± 1	-	papel entintado
6	192 ± 1	-	

Tanto en el primer como en el segundo ensayo, se presentó sobrenadante conformado por papel entintado. Esto deberá ser tenido en cuenta por los empleadores de la empresa, quienes deberán colocar un sistema de rejilla más eficientes en las zonas de lavado para retener estos residuos que queden del proceso de impresión que puedan entorpecer el sistema de tratamiento aguas abajo.

4.2.5 Conclusiones de los ensayos de Jar-Test

En función a los resultados y los análisis detallados hasta ahora en este capítulo, se evidencia que el coagulante PAC 18 fue el más efectivo. Para las concentraciones de 473 y 591 mg/l se obtuvieron los mayores porcentajes de reducción de DQO de 66 y 68% respectivamente.

Este coagulante también mostró los porcentajes más elevados en la reducción de los parámetros color, turbidez y SST. Si bien estos parámetros se midieron para apoyar y atribuir a la eficiencia en el tratamiento y para analizar de manera más completa el tratamiento del efluente, no forman parte de los exigidos por la normativa de vuelco. Por lo tanto, se selecciona aquel coagulante que reduzca la DQO en mayor proporción a la menor dosis.

Se sugiere trabajar entonces para el tratamiento de este efluente por coagulación, floculación y sedimentación con una dosis de 591,2 mg/l (2,5 ml/l) de PAC 18 como coagulante y 7,5 mg/l (2,5 ml/l) de Praestol 0,3% m/V como floculante a pH 7.

De todos modos, el valor final de DQO de 7300 mgO₂/l y el valor de DBO calculado en función de este valor de 2490 mgO₂/l, continúan estando por encima del límite

normado para vuelco a colectora cloacal (700 y 200 mgO₂/l respectivamente). Es decir, que este proceso fisicoquímico ensayado a escala laboratorio demostró no ser eficiente como único sistema de tratamiento para la depuración completa del efluente.

Se propone entonces, analizar las dos alternativas definidas al inicio de este capítulo considerándolas en serie y analizar si de esta manera es posible obtener un efluente con la calidad final necesaria para vertido. De no ser posible, se deberá incorporar una tercera alternativa para la segunda instancia tratamiento, analizando su efectividad para este tipo de efluentes.

4.3 Ensayos en reactor foto-Fenton en 3iA

Se propuso inicialmente analizar este método de tratamiento en serie con el proceso de coagulación, floculación y sedimentación, como segunda instancia de tratamiento.

Lamentablemente no se pudieron llevar a cabo estos ensayos debido a varios motivos. Uno de ellos fue que no se pudo alcanzar el volumen de efluente mínimo requerido para el funcionamiento del reactor foto-Fenton instalado en el Instituto 3iA de la UNSAM. Se debían realizar varios ensayos de Jar-Test para conseguir la calidad del efluente que ingresaría al reactor y las limitaciones correspondientes fueron la cantidad de insumos químicos que deberían emplearse, el volumen de efluente crudo disponible y la variabilidad en la calidad final del efluente obtenido hasta ahora.

Otro factor influyente, fue las limitaciones presupuestarias que impidieron la medición de DQO final, lo que impide la evaluación y determinación de la efectividad del sistema de tratamiento por foto-Fenton planteado.

Por lo tanto, se decidió continuar con el análisis de este proceso de manera teórica en función de los antecedentes encontrados y detallados en el capítulo III. Como se menciona en dicho capítulo, se realizaron ensayos a escala laboratorio con efluentes de impresoras offset, obteniendo eficiencias de remoción de DQO del 92% (Ma & Xia, 2009).

En la etapa de diseño del reactor de foto-Fenton se tendrán en cuenta todos los detalles necesarios para alcanzar la máxima eficiencia posible, considerando que se requieren una eficiencia elevada para cumplir con los límites establecidos en la normativa aplicable a vuelco para DQO y DBO.

4.4 Registro fotográfico del trabajo en laboratorio

En esta sección se muestran algunas de las imágenes tomadas durante los ensayos de laboratorio que realicé durante la elaboración de este proyecto en los laboratorios especializados de INTI-Ambiente y el Instituto 3iA de la UNSAM.

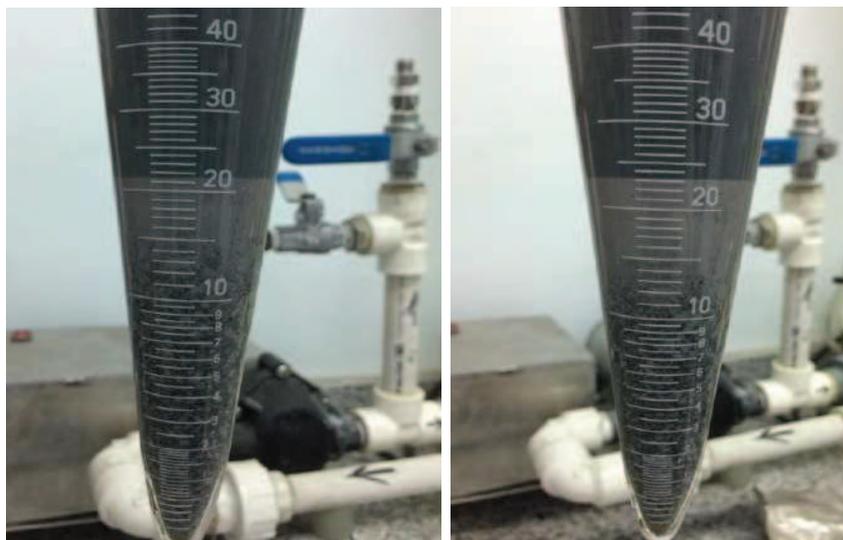


Figura 4.4.1 y 4.4.2: SS del efluente crudo a 10 minutos y 2 horas respectivamente.



Figura 4.4.3: Primer ensayo de Jar-Test. Medición del pH y temperatura inicial.

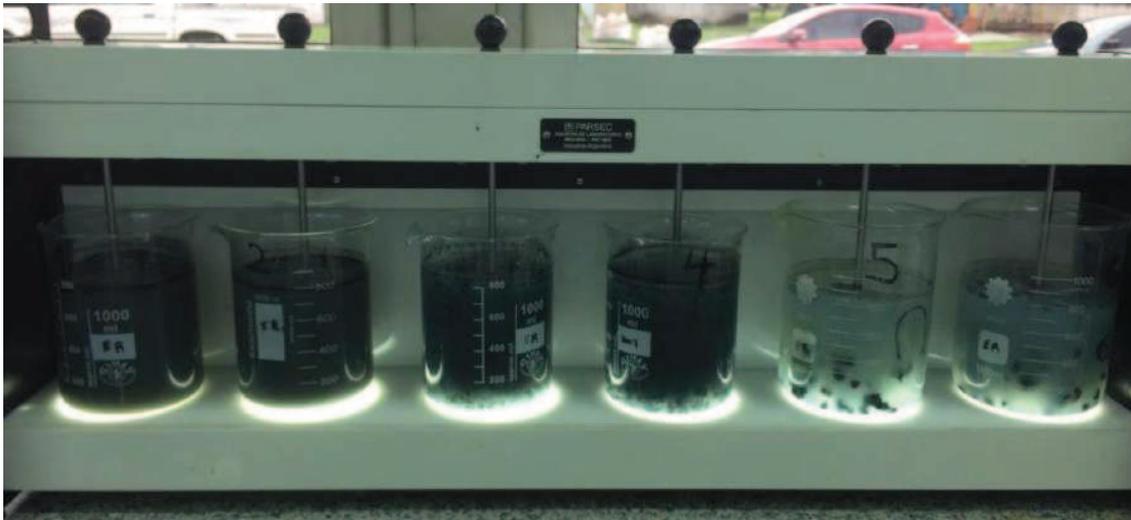


Figura 4.4.4: Primer ensayo Jar Test. Los coagulantes utilizados fueron sulfato ferroso para las jarras 1 y 2; sulfato de aluminio para las jarras 3 y 4; PAC18 para las jarras 5 y 6. Se puede visualizar la diferencia en los tamaños de los flóculos formados durante la etapa de floculación.



Figura 4.4.5: Muestra de sobrenadante del primer ensayo tratado con PAC18 y una muestra de agua de canilla respectivamente.

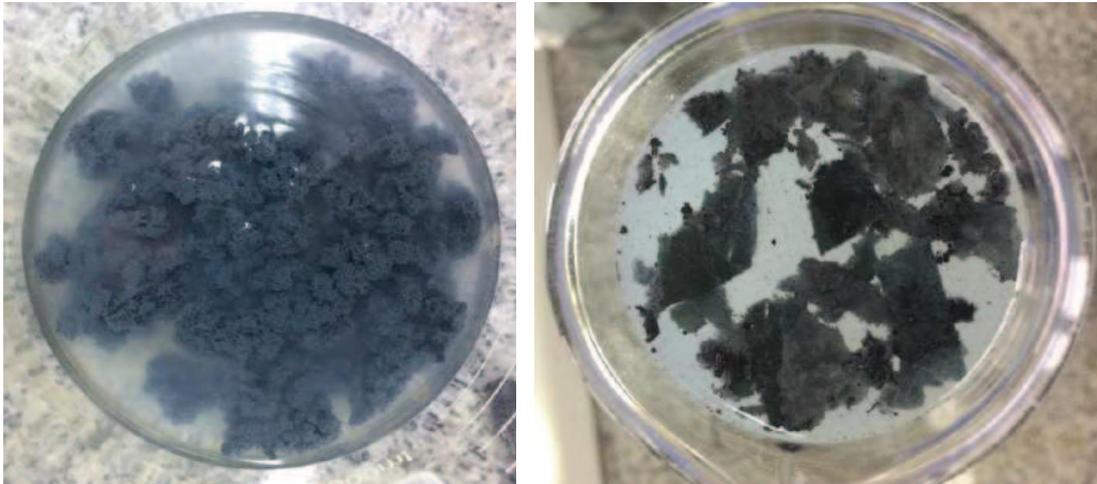


Figura 4.4.6 y 4.4.7: Flóculos decantados y sobrenadante respectivamente de las muestras tratadas con PAC 18, terminada la etapa de sedimentación.

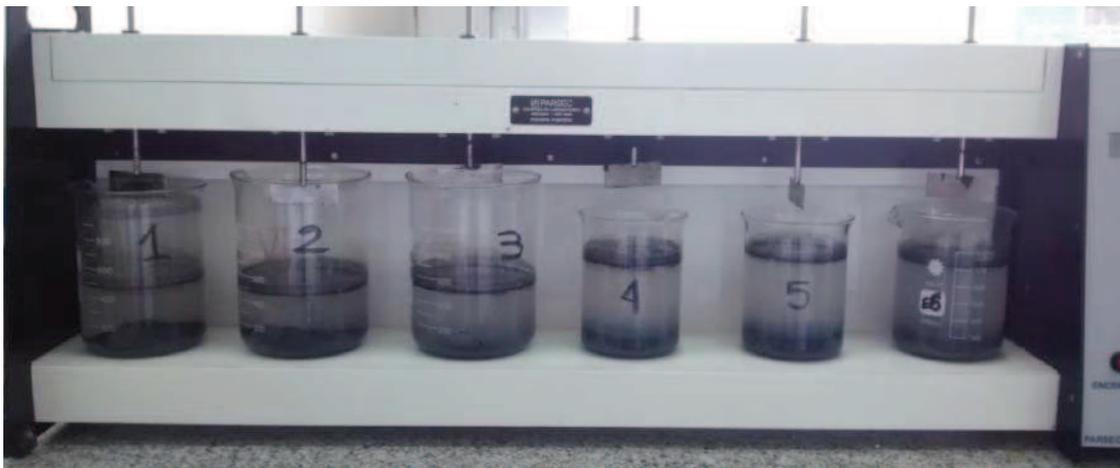


Figura 4.4.8: Durante la etapa de sedimentación en el segundo ensayo Jar Test, donde se utilizó como coagulante PAC 18 a diferentes dosis.

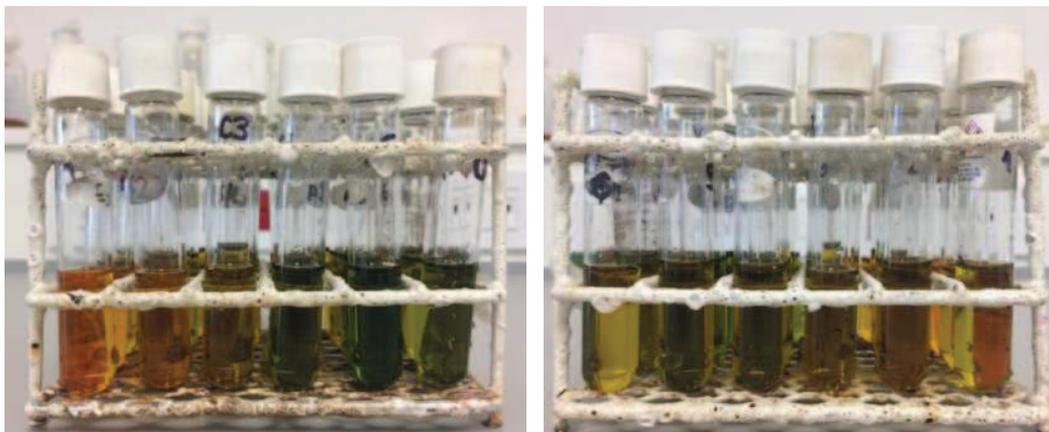


Figura 4.4.9 y 4.4.10: Tubos para la determinación de DQO luego de la digestión de la curva de calibración y muestras del ensayo respectivamente.



Figura 4.4.11 y 4.4.12: Aparato digestor para la determinación de DQO de las muestras a 160°C durante 30 minutos (adaptación del método estandarizado) y sistema de filtrado de muestras respectivamente para posterior medición de SST.



Figura 4.4.13 y 4.4.14: Medición de color con equipo Hatch DR 1900 y determinación de conductividad y turbidez con sonda multiparámetrica HORIBA respectivamente.

4.5 Discusiones y conclusiones

En el presente capítulo pudo evaluarse mediante ensayos de laboratorio la eficiencia de remoción de carga orgánica, color, turbidez y SST para el proceso de coagulación, floculación y sedimentación. Se alcanzaron porcentajes de remoción de 66 a 68% para DQO, 88 a 95% para color, 95 a 99% para turbidez y superiores a 98% para SST en los ensayos que mejores eficiencias alcanzaron.

La máxima eficiencia de remoción alcanzada para DQO fue de 68%, obteniendo una DQO final de 7300 mgO₂/l y una DBO de 2490 mgO₂/l calculada en función de la relación inicial con la DQO.

Como estos valores se encuentran por encima de los límites normados para vuelco, se propone incorporar otros procesos como segunda instancia de tratamiento en serie para este efluente.

Se requieren procesos con eficiencias de remoción teóricas de DQO y DBO del 94%, contemplando un factor de seguridad para una DQO final de 440 mgO₂/l y una DBO final de 150 mgO₂/l calculada en función de la relación con la DQO. Estos valores cumplen con los límites para vuelco a colectora cloacal establecidos por la legislación vigente.

De todos modos, se propone establecer medidas de buenas prácticas durante los procesos de lavado para aumentar la eficiencia del proceso, disminuir el consumo de agua y mejorar la operación de la futura planta de tratamiento y su eficiencia.

CAPITULO V

ANALISIS DE ALTERNATIVAS PARA LA COMBINACIÓN DE PROCESOS DE TRATAMIENTO. ELECCIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL ADOPTADO.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio para el proceso de coagulación, floculación y sedimentación, queda en evidencia que ese tratamiento sólo no es suficiente para lograr la calidad final del efluente en términos de carga orgánica propuesta en el objetivo del presente proyecto. Es necesario incorporar una segunda instancia de tratamiento para este efluente para alcanzar la depuración final deseada.

En función de los resultados se replantean las alternativas a analizar de la siguiente forma:

- ❖ Alternativa 1: Coagulación, floculación y sedimentación
- ❖ Alternativa 2: Coagulación, floculación y sedimentación + foto-Fenton
- ❖ Alternativa 3: Coagulación, floculación y sedimentación + procesos biológicos

Se incorpora entonces el análisis de una tercera alternativa para la combinación de procesos: un sistema de tratamiento secundario. Los tratamientos biológicos no se habían considerado anteriormente dado que se optó por la comparación entre dos alternativas fisicoquímicas, una convencional y otra avanzada, para el tratamiento de este efluente. En este capítulo se incluyen antecedentes bibliográficos que apoyan la efectividad del

proceso de tratamiento secundario elegido en efluentes industriales generados en los procesos de impresión.

Por lo tanto, se evalúa incorporar una segunda instancia de tratamiento que sea de eficiencia elevada en la remoción de carga orgánica y que se ajuste a las características del efluente estudiado, considerando las condiciones y necesidades dentro de las que se enmarca este proyecto, buscando antecedentes que permitan justificar su elección.

5.1. Análisis del proceso foto-Fenton como alternativa para la segunda instancia de tratamiento

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos realizados, se propone analizar la alternativa 2, acoplando las dos alternativas propuestas inicialmente en este proyecto dado que se encontraron antecedentes bibliográficos que apoyan la efectividad de esta combinación.

La combinación de tratamientos fisicoquímicos convencionales con los procesos de oxidación avanzada resulta una alternativa atractiva para el tratamiento de efluentes. La aplicación simultánea o de manera secuencial de coagulación, floculación y sedimentación con oxidación foto-Fenton mejora los rendimientos y presenta numerosas ventajas respecto a la aplicación de estos procesos por separado.

Se ha informado que la aplicación del proceso foto-Fenton, luego del tratamiento por coagulación, completa la decoloración y produce mejor eliminación de DQO, con la ventaja añadida de reducir el costo sobre el proceso de oxidación avanzada reduciendo el uso de químicos (Hai, Yamamoto, Fukushi, & Hai, 2007).

La combinación de ambos procesos fue efectivo para el tratamiento de aguas residuales con tintas de impresión, ofreciéndose como aplicación potencial para la reutilización del agua tratada para la limpieza de máquinas (ya sea después de una sola producción o para una limpieza final) y contribuir significativamente a la reducción del consumo de agua (Ma & Xia, 2009).

El estudio de reactores foto-Fenton y su aplicación de diseño a escala industrial se ha ido estudiando preferentemente desde el punto de vista empírico. Algunos autores analizaron el sistema considerando los mecanismos de reacción en reactores a escala de laboratorio.

Existen algunas instalaciones de reactores comerciales de Fenton y foto-Fenton para tratamiento de efluentes industriales, domésticos y para diversos procesos de desinfección.

Debido a la reducida información encontrada sobre reactores a escala industrial para tratamiento por foto-Fenton asistido por luz artificial UV, se decidió consultar con empresas que se dedican a la comercialización de este tipo de reactores. Se realizaron consultas respecto a los criterios de diseño y dimensionamiento a escala industrial y la adaptabilidad y eficiencias teóricas que podrían resultar de emplear esta técnica al efluente industrial estudiando en el presente proyecto.

El intercambio de información entre los especialistas de las empresas alemanas y estadounidenses contactadas fue muy útil y se mostraron serviciales en la colaboración con respuestas detalladas ante mis consultas. Se respeta el pedido de confidencialidad solicitada por dichas empresas.

Sin embargo, en todos los casos se llegó a la misma conclusión: la alternativa de incorporar foto-Fenton para el tratamiento de este efluente es inviable técnica y económicamente.

La razón principal es la carga orgánica volumétrica inicial del efluente de la imprenta, mucho más elevada a la esperada inicialmente, aún hasta luego de pasar por el tratamiento fisicoquímico de coagulación, floculación y sedimentación.

Mediante la ecuación 3.1, se obtiene la cantidad estequiométrica de H_2O_2 30% que aporta el oxígeno necesario para satisfacer la remoción de la DQO del efluente entrante a esta etapa de tratamiento.

DQO: Demanda química de oxígeno = 7300 mgO_2/l

$[H_2O_2]$: Concentración de H_2O_2 = 51,70 ml/l

Con la relación óptima para este tipo de efluente de Fe: H_2O_2 de 1:4,98 se calcula la cantidad de solución de Fe (II) necesaria.

$[Fe (II)]$: Concentración de solución de Fe (II) = 10,38 ml/l

Las dosis requeridas representan mensualmente 125,6 m^3 de H_2O_2 y 25,2 m^3 de Fe(II). En resumen, se requerirían dosis muy elevadas de reactivos, lo que se traduce en

elevados costos por insumos químicos; elevados tiempos de residencia, que se traducen en una gran ocupación del limitado espacio disponible; y numerosas lámparas UV para lograr la dosis óptima de energía irradiada, lo que se traduce en un alto costo para suministro de energía necesaria.

Como se mencionó en el capítulo III, el proceso de foto-Fenton es un proceso que requiere de mucha energía y este consumo debe considerarse cuando se comparan diferentes lámparas UV. El costo de la energía por sí misma no solo encarece el proceso, sino también la elevada cantidad necesaria de lámparas UV, el costo de cada una, su reposición periódica y la baja eficiencia en la transmisión de la radiación dentro del reactor.

Por otro lado, es necesario el conocimiento detallado de la composición química del efluente a tratar debido a las posibles interferencias entre los diferentes procesos involucrados en el tratamiento (procesos térmicos, fotoquímicos, oxidativos y reductivos). Citando a uno de los especialistas: *la eficiencia del tratamiento depende de manera decisiva del “emparejamiento” químico, y puede ser muy diferente para cada huella dactilar química diferente.*

Los especialistas comentaron que es muy común el fracaso de los tratamientos por foto-Fenton debido a las simplificaciones realizadas durante el diseño. Las empresas ofrecen realizar estudios de factibilidad con muestras de efluente representativo y ofrecer una solución y propuesta de tratamiento en base a los resultados de laboratorio.

Por supuesto, el análisis en laboratorio detallado de la composición química del efluente tiene asociado un costo elevado. Únicamente el análisis en laboratorio ofrecido por litro de efluente tiene un costo de € 750,00.- a los que deben sumarse otros gastos de impuestos y seguros, costos de envío, acondicionamiento y preservación de la muestra, entre otros. Sin embargo, aun habiendo realizado dicho análisis, no garantiza que el proceso de foto-Fenton pueda aplicarse o sea eficiente para el tratamiento del efluente dado que la composición química es solo uno de los factores que interviene.

Para concluir, mencionaron que los reactores comerciales a escala industrial se utilizan generalmente para procesos de depuración final o desinfección del efluente. Es decir, como una instancia de tratamiento terciario o de afine final de calidad.

Las empresas consultadas no avalaron este proceso para la remoción de DQO de este efluente estudiado ni en las condiciones dentro de las cuales se enmarca este proyecto. Por lo tanto, se descarta esta alternativa y se prosigue en la adopción de otro proceso de tratamiento, que presente la eficiencia de remoción de carga orgánica necesaria.

5.2. Análisis del proceso biológico por reactores secuenciales discontinuos (SBR) como alternativa para la segunda instancia de tratamiento

Los procesos biológicos son un mecanismo para el tratamiento de aguas residuales que se realiza a través de la acción de microorganismos que son capaces de metabolizar la carga orgánica. Pueden agruparse en dos grandes grupos: procesos aeróbicos o anaeróbicos, donde el proceso de remoción se lleva a cabo en presencia o ausencia de oxígeno respectivamente.

La reducción de carga orgánica en procesos de tratamiento biológico se ha logrado de manera eficiente en la mayoría de los efluentes y puede llevarse a cabo por uno a más mecanismos, como la sorción o biodegradación.

El proceso de sorción en la biomasa no es el mecanismo principal de remoción de carga orgánica. Sin embargo, en los casos donde el proceso de biodegradación se ve limitado por la presencia de compuestos de baja biodegradabilidad, más resistentes y/o de elevada toxicidad, el proceso de biosorción parece tomar mayor significancia (Eckenfelder, 2001).

El tipo de lodo biológico generado afecta notablemente sus propiedades de sorción y, en general, la biomasa generada a partir de una configuración de flujo por lotes tendrá mejores propiedades de sorción que la generadas a partir de una configuración de mezcla completa (Eckenfelder, 2001).

De todos modos, aun cuando la biodegradabilidad del efluente es baja, los tratamientos biológicos continúan siendo una opción más económica que mucho de los AOP.

Para el caso de compuestos de baja biodegradabilidad, se requerirán tiempos de procesos más prolongados y la necesidad de tiempos más elevados de aclimatación de los microorganismos.

El mecanismo de remoción de DBO por sistemas biológicos se puede considerar en dos fases: una inicial de elevada remoción de DBO suspendida, coloidal y soluble, seguida de una remoción más lenta de DBO soluble remanente (Eckenfelder, 2001).

En tratamiento de aguas residuales un sistema que se usa extensivamente en modo de operación batch es el reactor discontinuo secuencial (Sequencing Batch Reactors, SBR) (Bertola, Bevilacqua, & Contreras, 2007).

El sistema SBR consiste en un reactor que opera bajo una serie de períodos que constituyen un ciclo. Manipulando estos períodos dentro de un ciclo simple, un SBR puede lograr más efectividad que lo que puede lograr una planta de flujo continuo (Bertola et al., 2007).

El proceso completo consta de 5 etapas. En la etapa inicial ocurre el llenado del reactor durante un periodo determinado, donde el efluente ingresa al tanque hasta un nivel de agua máximo, para luego operar como un reactor batch. El reactor puede estar en agitación durante el llenado. La etapa siguiente es la de proceso, donde el efluente es mezclado y aireado continuamente permitiendo que se lleve a cabo el proceso de biodegradación. Luego está la etapa de sedimentación, donde se generan las condiciones de reposo para que los lodos puedan decantar, seguido por la etapa de descarga, donde el sobrenadante depurado es retirado del tanque mediante un sistema de recolección superficial, y la etapa de purga, donde se desagotan los lodos excedentes para mantener constante la concentración de éstos dentro del tanque. Por último, durante la etapa de inactividad, el reactor se prepara para volver a iniciar el siguiente ciclo (figura 5.2.1).

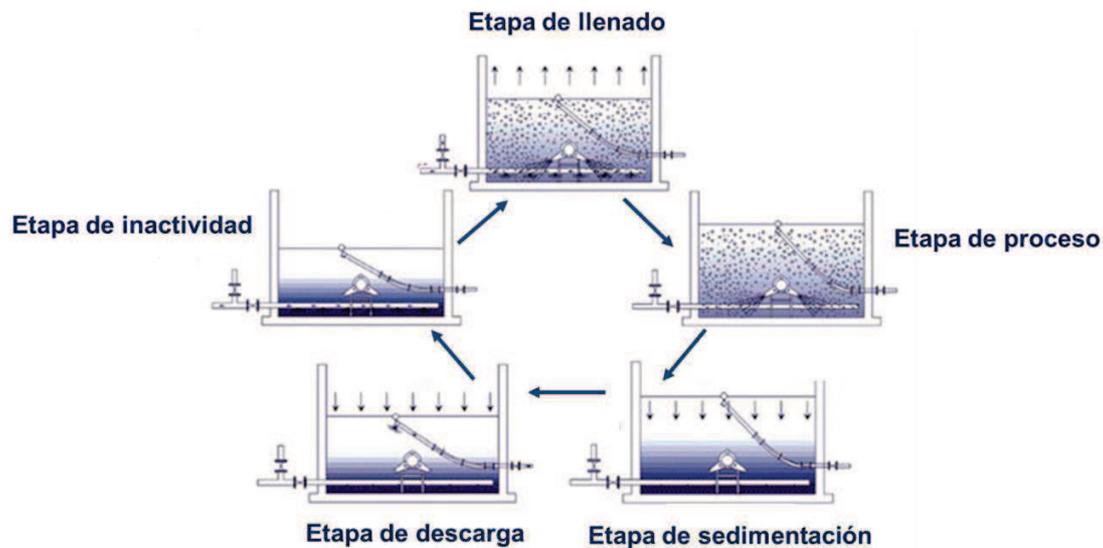


Figura 5.2.1: Etapas dentro de un ciclo de tratamiento en sistema SBR.

Fuente: Adaptación de ECOBA Environmental Technology Company.

Los SBR se diseñan originalmente en pares de reactores, para que cuando un reactor se esté llenando, en el otro se estén llevando a cabo las diferentes etapas de proceso, sedimentación y vaciado (Bañuelos, 1994).

El sistema SBR puede controlar la distribución y estado de maduración de los microorganismos que crecen en el reactor. Los organismos responsables de la estabilización aeróbica de la materia orgánica en aguas residuales, son bacterias heterotróficas aerobias o facultativas (Vijayan, Saravanane, & Sundararajan, 2016). La variación en el tiempo de las diferentes etapas de un ciclo, llevan a que estos estén bajo condiciones de sobrealimentación o hambruna. Sin embargo, operando bajo tiempos de retención óptimos, puede permitir una amplia variedad en la distribución de la población microbiana (Chang et al., 2000).

Una característica importante de estas unidades es su capacidad para aceptar flujo elevado por tiempos elevados sin pérdida de lodos del licor de mezcla (Eckenfelder, 2001).

Antiguamente ya se utilizaba la tecnología SBR para tratamiento de desechos industriales. Gracias a la flexibilidad de su diseño y a la mejora de los procesos de control lograda con la tecnología moderna, el uso del proceso SBR se ha utilizado para

tratamiento biológico de aguas residuales industriales que contienen productos químicos orgánicos difíciles de tratar (Dutta & Sarkar, 2015).

La tecnología ha sido utilizada con éxito para tratar aguas residuales de origen industrial, especialmente efectivos para aplicaciones de aquellos efluentes caracterizados por caudales reducidos o intermitentes (Diaz, 2009). Es aplicable para tratamiento de efluente industrial de flujos menores a 12,5 m³/h y también cuando la generación es por periodos de 12 horas o menos al día (Bañuelos, 1994).

Esta tecnología es aplicable para conseguir la remoción de DBO y SST, nitrificación, desnitrificación y remoción biológica del fósforo. Simplemente mediante la modificación del régimen de funcionamiento del reactor, se pueden alcanzar las eficiencias detalladas en la siguiente tabla para cada objetivo de tratamiento.

Tabla 5.2.1: Eficiencias alcanzadas en reactores SBR. Fuente: Bañuelos, 1994.

Tratamiento	Eficiencia (%)
Remoción de DBO	89 – 98
Remoción de SST	58 – 97
Nitrificación	91 - 97
Remoción de Nitrógeno Total	> 75
Remoción Biológica de Fosforo	57 - 69

En aguas residuales de industrias graficas se han logrado eficiencias de remoción de DQO del 93% y de color del 80% mediante la aplicación del proceso SBR luego de un sistema de preparamiento (Torres, 2014). La ventaja de aplicar los procesos biológicos como tratamiento posterior se evidencia en la reducción del tiempo de retención requerido.

Las maneras de operación de estos sistemas de tratamiento y las bases de diseño son en función del objetivo del tratamiento que se desee obtener. Simplemente mediante la modificación del régimen de funcionamiento del reactor

Para el objetivo de reducción de carga orgánica de concentraciones elevadas, con mínimo requerimiento energético y/o producción de sólidos, se debe optar por la configuración de proceso de mezclado en la etapa de llenado y proceso prolongado de aireación durante etapa de reacción.

El breve periodo de llenado estático y mixto, proporciona un corto periodo de anoxia que se ha encontrado beneficioso para seleccionar a los organismos que se adaptan mejor y limitar así la formación de organismos filamentosos (Irvine, Ketchum, & Asano, 1989). La flexibilidad de los SBR permite minimizar la generación de lodos durante el periodo de aireación prolongada, lo cual significa una estrategia operativa dado que otro sistema de tratamiento o disposición de lodos es más costoso (Ketchum, 1997).

Para tratamiento de aguas residuales en plantas pequeñas y medianas, los SBR deben ser considerados no solo por razones económicas, sino también por su eficiencia en la eliminación de materia orgánica y nutrientes en periodos cortos de aireación (Dutta & Sarkar, 2015; Mace & Mata-Alvarez, 2002).

Este sistema de tratamiento tiene varias ventajas asociadas, entre ellas:

- Facilidad de control de operación con la posibilidad de ser totalmente automático
- Bajo costo capital y de mantenimiento
- Buena flexibilidad ante fluctuaciones de caudal y/o carga orgánica del efluente
- Elevada eficiencia de tratamiento de compuestos refractarios o poco biodegradables
- Diseño compacto, de bajo requerimiento de espacio. No requiere la construcción de un decantador secundario
- No requiere de recirculación interna de lodo biológico
- Fácil de ampliar el proceso por medio de tanques modulares y posee flexibilidad total sobre los ciclos prediseñados mediante la programación automatizada

El costo capital por cada reactor SBR es bajo, sin embargo, las variables que deben ser mantenidas mientras el reactor está en stand-by aumentan el costo operacional (Ketchum, 1997).

Zona de entrada y etapa de llenado

El ciclo comienza con el reactor a un 50% aproximado de su capacidad de licor mixto proveniente del ciclo anterior que contiene el lodo activado (Bañuelos, 1994). Normalmente aguas residuales con características especiales requieren un periodo de aclimatación más prolongado para generar las condiciones de cultivo óptimo para que los microorganismos se desarrollen.

En la tubería de ingreso de agua residual se pueden colocar deflectores para forzar al afluente a ingresar por la parte inferior del reactor y entrar en contacto con la biomasa sedimentada (Ketchum, 1997).

Durante la etapa de llenado, la tasa de degradación biológica del sustrato es limitada. Esto se puede deber a dos condiciones relacionadas con la tasa de degradación: en función de las concentraciones de biomasa y sustrato cuando las concentraciones de oxígeno se encuentran por encima del mínimo requerido, o bien, en función de la velocidad que se provee el oxígeno por el sistema de aireación (Ketchum, 1997). En el primer caso, el tamaño del reactor es más pequeño pero el sistema de aireación es más grande y requiere de una entrada de energía mayor, mientras que para el segundo caso el reactor será de mayor tamaño pero el sistema de aireación es más pequeño y de menor requerimiento energético.

Zona de salida y etapa de vaciado y purga

El dispositivo de recolección de agua tratada se ubica en el lado opuesto a la entrada de efluente en la unidad. Durante la etapa de sedimentación, la capa superficial del agua tratada comienza a ser retirada de la unidad por gravedad a través de este sistema de recolección, hasta el nivel mínimo de agua (Eckenfelder, 2001).

Se han diseñado varios sistemas de recolección del efluente clarificado. La mayoría, diseñados para flotar o moverse hacia abajo para retirar el sobrenadante desde un poco por debajo de la superficie del agua, mientras que otros se diseñan para recolectar el clarificado por encima de la manta de lodo sedimentada esperada. La ventaja de los primeros mecanismos es la posibilidad de iniciar el proceso de vaciado antes que el lodo alcance su nivel más bajo y la posibilidad de tomar a una distancia fija de la superficie del agua, pudiendo operar de manera flexible frente a niveles bajos y altos de agua (Ketchum, 1997).

Etapa de inactividad

Es el tiempo medio transcurrido entre el momento de vaciado y purgado y el momento en que el reactor nuevamente se empieza a llenar. Cuando el reactor se encuentra en esta etapa, la entrada de aire es reducida, permitiendo que el aire que entra sea únicamente el necesario para mantener una población bacteriana activa, dado que no

necesita ser aireado a la misma velocidad como cuando recibe el agua residual (Bañuelos, 1994)

5.2.1. Temperatura, pH y nutrientes

La temperatura juega un papel importante en la supervivencia y crecimiento de los microorganismos. Se ha podido demostrar que las tasas de crecimiento se duplican por cada 10°C de aumento en la temperatura y la importancia de este parámetro radica en su influencia en las velocidades de reacción que interviene en la biodegradación (Diaz, 2009).

La temperatura no solo influye en las actividades metabólicas sino que tiene un profundo efecto en factores tales como las tasas de transferencias de gases y características de sedimentación de sólidos biológicos (Diaz, 2009). Es por lo tanto, un factor a considerar a la hora de evaluar la eficiencia total del tratamiento biológico.

Para la remoción de carga orgánica, el pH óptimo se encuentra entre 6,5 y 8,5.

Por último, los nutrientes son a veces el factor limitante para el crecimiento y síntesis celular del sustrato orgánico e inorgánico del agua y, debido a que no siempre están presentes en las aguas residuales de origen industrial, es necesario la adición de los mismos para el crecimiento adecuado de bacterias (Diaz, 2009).

5.2.2. Operación y control

Los SBR pueden ser eficientemente automatizados por medio de controles simples, lo cual es una ventaja dado que minimiza la atención por parte del operador y genera un ahorro del 60% de los costos de operación requeridos en comparación a tratamientos convencionales de lodos activos.

Todo el proceso puede ser controlado por un PLC (Controlador Lógico Programable) y un SCADA (Supervisión, Control y Adquisición de Datos).

Los PLC son dispositivos electrónicos usados en la automatización industrial, mediante el cual se puede controlar y programar los procesos secuenciales de la planta de tratamiento en tiempo real. Permite ser manipulado a control remoto utilizando computadoras o teléfonos. Mediante un panel de control es posible ajustar y programar

los puntos de operación, que pueden ser coordinados mediante temporizadores y/o detectores de nivel del líquido (Ketchum, 1997).

En el PLC se puede conectar la instrumentación que controla la aireación y el sistema de purga de fangos.

El SCADA es una aplicación mediante la cual se pueden visualizar todos los datos operativos de un sistema, así como la situación de cada uno de ellos, la fase del ciclo en la que se encuentra cada reactor y las alarmas que pudieran aparecer; lo cual permite controlar y optimizar ese sistema.

Estos sistemas de automatización son bastante simples y fáciles de programar, siempre y cuando las características de flujo sean razonablemente predecibles.

Por ejemplo, el sistema de aireación puede activarse una vez que el líquido alcance un nivel determinado y el sistema de mezclado puede interrumpirse con un temporizador, luego del tiempo requerido para la etapa de proceso iniciado activado el sistema de aireación. Finalizado el sistema de mezcla y aireación, se permite que se produzca la sedimentación durante el tiempo fijo propuesto, luego del cual se abren las válvulas de vaciado hasta alcanzar el nivel de agua mínimo seleccionado. La etapa de purga ocurre cuando finaliza la etapa de vaciado, hasta el nivel fijo de lodos seleccionado.

5.2.3. Requerimiento de oxígeno

En aguas residuales que contienen materia coloidal y suspendida, la tasa de absorción de oxígeno también refleja la tasa de solubilización y posterior síntesis de materia orgánica (Eckenfelder, 2001).

La cantidad de oxígeno necesaria para la biodegradación puede calcularse a partir de un balance de masa usando la concentración de DBO del efluente y la cantidad de biomasa purgada del sistema por día. Por un lado, está el oxígeno requerido para oxidar el sustrato a productos finales utilizando un factor de conversión y, por otro lado, el oxígeno requerido para la respiración endógena también mediante un factor de auto oxidación.

La cantidad de aire suministrado deberá ser suficiente para satisfacer la degradación de DBO, la respiración endógena, conseguir una mezcla adecuada y mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto en todo el tanque.

El promedio de oxígeno disuelto debe estar en un rango de 2 a 4 mg/l para que ocurran las reacciones de oxidación biológica y remoción de nutrientes (Vargas & Torres, 2008).

La instalación de sistemas de medición de concentración de oxígeno disuelto permite un uso más eficiente del sistema de aireación. La instalación de estos sistemas de medición se justifica cuando el consumo de energía y el tamaño de los reactores representan un costo significativo en la operación (Ketchum, 1997).

Sistema de aireación

El sistema de aireación deberá ser diseñado para garantizar la mezcla completa y los requerimientos de oxígeno especificados en el reactor.

La alternativa más utilizada son los sistemas de difusión por burbuja fina alimentado por sopladores de aire. Este tipo de sistema a instalar deberá estar próximo al fondo del reactor, pudiendo ser fijos o removibles.

La profundidad máxima del reactor debe considerar la transferencia eficiente del oxígeno incorporado al sistema, proveyendo suficiente profundidad como para que el tiempo de contacto de una burbuja pueda transferir una cantidad adecuada de oxígeno al líquido.

5.2.4. Diagrama de flujo y esquema de la planta de tratamiento

En la figura 5.3.1 se muestra el diagrama de flujo y en la figura 5.3.2 se muestra un esquema para la planta de tratamiento planteada para los efluentes de esta industria gráfica.

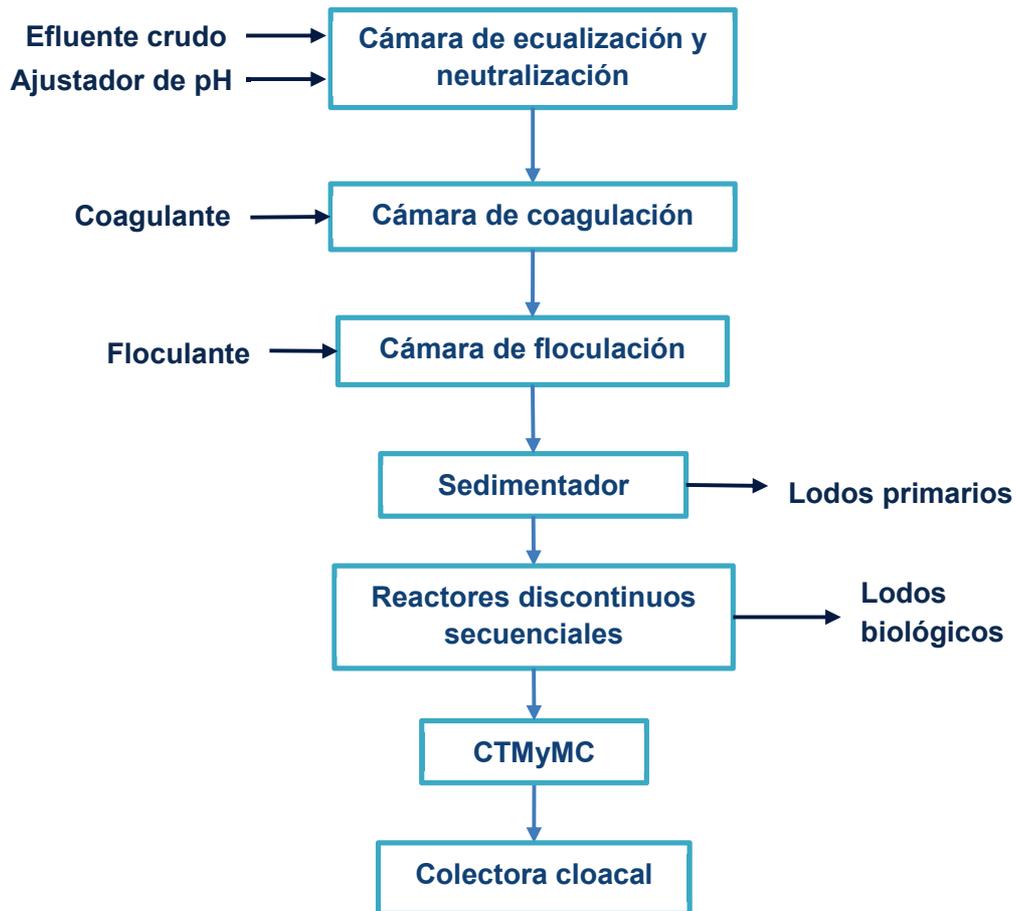


Figura 5.3.1: Diagrama de flujo del sistema de tratamiento. Fuente: Elaboración propia.

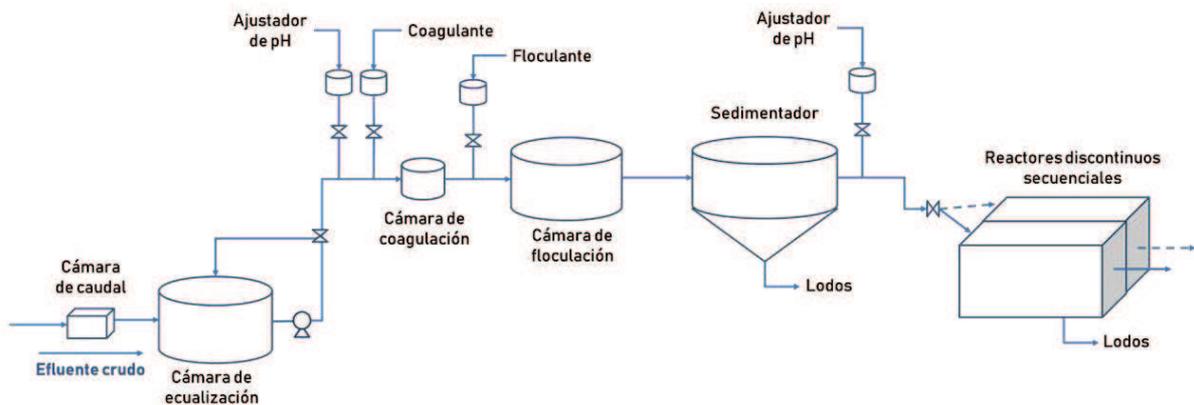


Figura 5.3.2: Esquema de planta de tratamiento. Fuente: Elaboración propia.

5.3. Conclusiones

Debido a la necesidad de incorporar una segunda instancia de tratamiento para la clarificación final del efluente, se analizó inicialmente la alternativa del proceso foto-Fenton debido a los antecedentes hallados sobre su eficiencia de tratamiento en este tipo de efluentes. Sin embargo, no se presenta como una alternativa viable técnica y económicamente para las condiciones de este efluente en particular.

Por otro lado, el sistema de tratamiento secundario por reactores SBR presenta muchas ventajas asociadas, enunciadas en el presente capítulo, que se ajustan a las características y condiciones enmarcadas en el presente proyecto. En aguas residuales de industrias graficas se han logrado eficiencias de remoción de DQO del 93%.

Se propone entonces que el tratamiento completo para el efluente industrial generado en la imprenta, este compuesto por un tratamiento primario por coagulación, floculación y sedimentación, y un sistema de reactores SBR como tratamiento secundario. Las principales necesidades de tratamiento son la reducción de carga orgánica y sólidos suspendidos, donde ambos procesos de tratamiento elegidos mostraron ser eficientes para los efluentes industriales de lavado generados de industrias gráficas.

Se diseña la planta de tratamiento de efluentes líquidos industriales (PTELI) completa en el siguiente capítulo.

CAPITULO VI

MEMORIA DE CÁLCULO DEL DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

CONSIDERACIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES

Ya expuestas las ventajas medio ambientales y económicas de las alternativas propuestas, se procede a comprobar la viabilidad técnica a través del diseño y dimensionamiento de las etapas de tratamiento de la planta.

En este capítulo se detallan los criterios de diseño de cada unidad de tratamiento. Se establecen los rangos recomendados para cada parámetro, características de diseño de cada unidad y las condiciones óptimas en las que debe operarse cada una. Se incluye el sistema de conducción entre las unidades, los equipos de bombeo, de medición y de dosificación de productos químicos.

Es importante considerar la aplicabilidad de la escala de referencia de laboratorio al diseño de las unidades a escala real. Sin embargo, no siempre es posible lograr la semejanza geométrica, dinámica y cinemática, haciendo que los resultados para el escalamiento no puedan ser predecibles por completo. En estos casos, se disponen los criterios y correlaciones adecuados sobre los cuales respaldarse.

Por otro lado, es importante considerar la superficie disponible para el emplazamiento de la planta de tratamiento y las alturas de los niveles del subsuelo y planta baja de la empresa gráfica. Es necesario considerar estas medidas para la relación superficie-profundidad de las unidades y la distribución espacial de las mismas, con el

objetivo de no sobrepasar el área disponible y no ocupar espacio destinado a la producción, oficinas u otros usos.

6.1. Cámara medidora de caudal

Durante el diseño y operación de un sistema de tratamiento es importante conocer las características hidráulicas del sistema. Es por esto que se propone el diseño de una cámara de aforo para la medición de caudal del efluente. Se propone la instalación de un vertedero triangular de pared delgada (figura 6.1.1), ya que son dispositivos sencillos y de bajo costo de construcción y mantenimiento (Oleaga, Pacheco, & Puig, 2004).

La plancha que conforma el vertedero se coloca perpendicularmente a la dirección del flujo. Debe ser delgada (menor a 2mm de ancho) y de un material que le confiera rigidez, capaz de soportar posibles sobrecargas de corriente sin deformarse o fisurarse.

Para determinar las medidas de la cámara, es necesario conocer los caudales de descarga de efluente máximos y mínimos registrados por la imprenta:

$$Q_{max}: \text{Caudal máximo} = 17 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{min}: \text{Caudal mínimo} = 2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Comparando con los valores de caudales máximo y mínimo de recomendados (figuras A.6.1 y A.6.2 en el anexo), el tipo de instalación dentro del rango de operación es un vertedero triangular con un ángulo de abertura de 30°.

La expresión del caudal real para vertederos triangulares se obtiene según:

$$Q = \frac{8}{15} c \Omega \sqrt{2gh'} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

c : Coeficiente de descarga

Ω : Sección real de descarga [m²]

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 N

h' : Carga hidráulica [m].

Para el caso de para vertederos triangulares, la sección se determina como $\Omega = h^2 \tan(\alpha/2)$. Reemplazando en la ecuación 6.1 obtenemos:

$$Q = \frac{8}{15} c \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sqrt{2g} h'^{\frac{5}{2}} \quad \text{Ecuación 6.2}$$

Para los vertederos de ángulos comprendidos entre 10 y 120°, exceptuando $\alpha=90^\circ$, los valores de c dependen solamente de α (Companhia Ambiental Do Estado De Sao Paulo (CETESB)). Para hallar el coeficiente de descarga respectivo, se utilizó el gráfico de la figura A.6.3 en el anexo.

c : Coeficiente de descarga = 0,586

La carga hidráulica es definida por la expresión:

$$h' = h + K_h \quad \text{Ecuación 6.3}$$

h' : Carga hidráulica [m]

h : Carga hidráulica medida en una región estable [m]

K_h : Valor empírico para corregir la tensión superficial y viscosidad [m]

A partir del gráfico de la figura A.6.4 en el anexo se determina el valor de K_h .

K_h : Valor empírico para corregir la tensión superficial y viscosidad = 0,0022 m

Reordenando y reemplazando los valores se obtiene entonces una expresión del caudal en función de h :

$$Q = \frac{8}{15} c \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sqrt{2g} (h + K_h)^{\frac{5}{2}} \quad \text{Ecuación 6.4}$$

$$Q = 0,3707 (h + 0,0022)^{\frac{5}{2}} \quad \text{Ecuación 6.5}$$

La ecuación 6.5 es una aproximación que puede ser aplicada con un error menor al 0,5% (Oleaga et al., 2004). Con dicha ecuación se construye la tabla para medición de caudal en función de la carga (tabla A.6.5 en anexo). La misma debe ser colocada en la zona de medición, haciendo coincidir el cero con la altura del vértice del vertedero.

El canal de aproximación será de sección rectangular, de superficie lisa e impermeable. La longitud mínima recomendada del canal aguas arriba del vertedero debe ser de 10 veces la carga máxima y la zona de medición deberá estar localizada a una distancia de 5 veces la carga máxima, de manera tal que la medición no sea afectada por la zona de descenso producida por el vertedero (Oleaga et al., 2004).

Lh : Longitud a la zona de medición [m] = $5h$

L : Longitud del canal [m] = $10h$

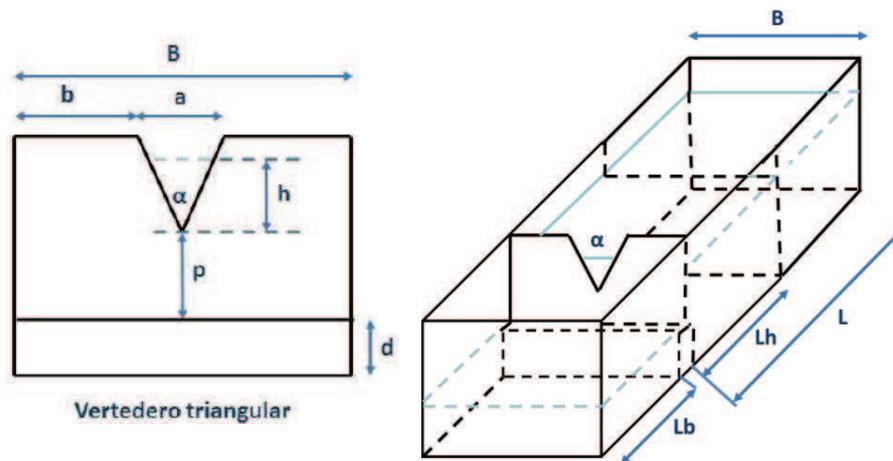


Figura 6.1.1: Cámara con vertedero triangular de pared delgada.

Fuente: elaboración propia.

La carga hidráulica mínima de operación para vertederos triangulares es de 0,06 metros, a fin de evitar que la lámina de agua quede adherida a la solera; mientras que la carga hidráulica máxima aceptable es de 0,17 metros, a fin de evitar problemas de erosión (CETESB; Oleaga et al., 2004).

Para el caudal máximo y mínimo registrado, la carga máxima y mínima es de 0,17 y 0,07 metros respectivamente, encontrándose dentro de los rangos de operación recomendados.

La altura total del canal debe incorporar la altura de la base de apoyo de la plancha del vertedero, la altura hasta la base del vertedero (p), la carga hidráulica máxima y una distancia de resguardo (figura A.6.6 en anexo).

La entrada a la cámara y la salida de la misma a la próxima unidad será por conducción a gravedad mediante tubería de PVC que sea capaz de transportar el caudal máximo.

Se plantea la instalación de esta cámara por debajo del nivel de la planta baja de la empresa, de manera que todos los efluentes de lavado recolectados por las rejillas en la zona de producción como en las bateas debajo de cada pileta de lavado, lleguen conducidos por gravedad. Se tendrá acceso a la cámara mediante la colocación de una

rejilla de inspección y ventilación del mismo tamaño de la unidad, que estará al nivel del suelo de la planta baja.

6.1.1. Medidas resumen

En la tabla 6.1.1 se informan las medidas resumen de esta unidad:

Tabla 6.1.1: Medidas resumen de la cámara medidora de caudal.

Dimensión [unidades]		Valor
Angulo del vertedero [°]	α	30
Carga máxima [m]	h_{max}	0,17
Espesor de la placa [mm]	e	2,00
Ancho total de la cámara [m]	B	0,80
Largo total de la cámara [m]	L	1,70
Distancia a la sección de medición [m]	Lh	0,85
Largo aguas abajo de la cámara [m]	Lb	0,50
Distancia hasta la base del vertedero [m]	p	0,50
Altura base de apoyo de la plancha [m]	d	0,20
Altura mínima del canal [m]	H	0,90

6.2. Cámara de ecuación

Esta unidad tiene por objetivo minimizar la variabilidad del caudal y la composición fisicoquímica del efluente a tratar. Es importante garantizar un caudal y composición homogéneos dado que todas las unidades de tratamiento subsiguientes se diseñan para estas condiciones y las variaciones pueden disminuir la eficacia y rendimiento del proceso de tratamiento general.

Algunos de los beneficios de la ecuación del flujo en los sistemas de tratamiento son: mejorar la eficiencia de sedimentación al mejorar el tiempo de detención hidráulica y simplificar el control de las operaciones dependientes del caudal como el suministro de productos químicos y extracción de lodos (Goel et al., 2005).

La configuración recomendada en aplicaciones industriales, donde se espera un volumen diario bajo, es la cámara de ecuación de volumen variable (Goel et al., 2005).

El tanque de equalización se dispone en línea con la cámara medidora de caudal, que a su vez se encuentra contigua a las piletas de lavado donde se genera el efluente.

Se coloca una bomba a la salida de la cámara para la captación e impulsión del efluente. Mediante una válvula divisora instalada a la salida de la bomba, se propone la división de caudales en el caudal de diseño para la alimentación de las unidades de tratamiento siguientes y el caudal de recirculación para el mezclado de la cámara de equalización.

6.2.1. Dimensión de la cámara

El efluente generado es variable a lo largo de una jornada productiva. En la figura 6.1.2 se muestra la variación típica del caudal durante una jornada laboral, donde se pueden observar dos picos de generación de efluente: a media jornada laboral, donde se suele realizar el lavado de los rodillos y planchas de impresión de la primer tirada, y al finalizar la jornada laboral, donde se realiza el lavado de todos los elementos y de las máquinas impresoras.

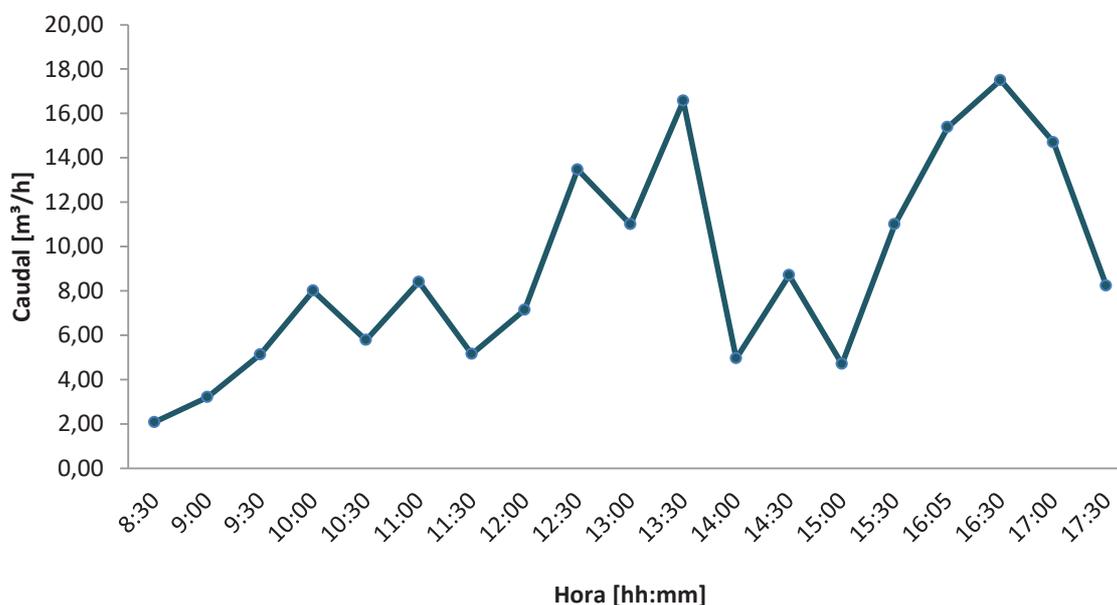


Figura 6.1.2: Variación del caudal medido cada media hora durante una jornada laboral.

El cálculo del volumen de la cámara se determinó gráficamente. En la figura 6.1.3 se construye un diagrama de volumen acumulado en función del tiempo (curva azul) y la recta del volumen medio acumulado (rojo) obtenida a partir del caudal medio de diseño de

9m³/h. Luego se trazan rectas paralelas y tangentes al diagrama de flujo acumulado, que representan el volumen acumulado máximo (verde) y mínimo (violeta).

El volumen teórico de la cámara de ecualización se calcula por la suma de las distancias verticales desde el punto de tangencia a la recta del volumen medio acumulado, representadas en la figura 6.1.3 como los segmentos AB y CD. En el punto B de tangencia, la cámara de ecualización se encuentra vacía. Cuando la cámara comienza a llenarse, lo hace hasta el punto superior C de tangencia.

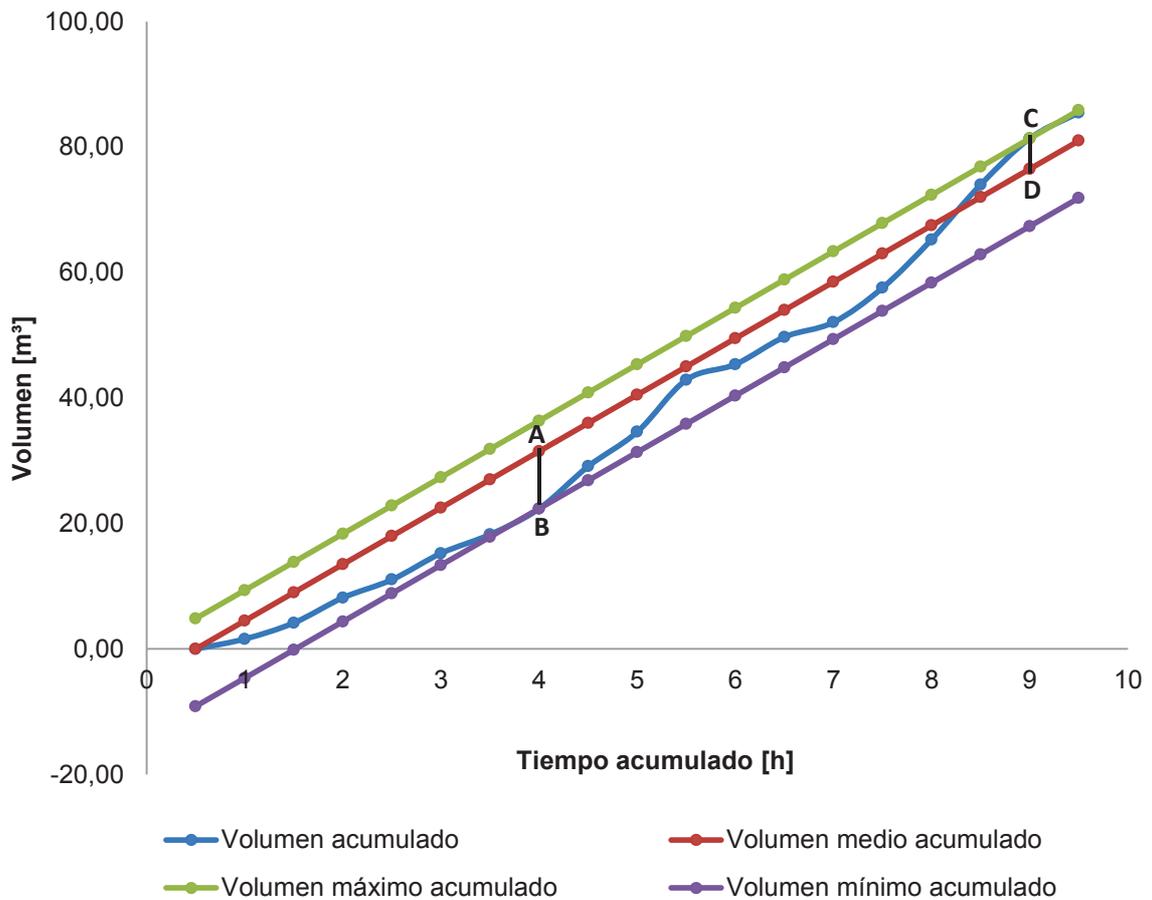


Figura 6.1.3: Volumen acumulado [m³] en función del tiempo acumulado [h].

Para el cálculo del volumen real de esta unidad (V), se le añade un 10% como factor de seguridad.

$$V = V_{AB} + V_{CD} + 10\% (V_{AB} + V_{CD}) \quad \text{Ecuación 6.6}$$

V_{AB} : Volumen mínimo requerido = 4,38 m³

V_{CD} : Volumen máximo requerido = 9,09 m³

Reemplazando estos valores, se obtiene el volumen real de esta unidad.

V : Volumen ecualizador = 14,82 m³

Se diseña un tanque cilíndrico, buscando proporcionalidad 1:1 en el ancho y la profundidad. Adoptando la profundidad, se obtiene el diámetro para esta unidad.

H : Profundidad = 2,50 m (valor adoptado)

D : Diámetro = 2,70 m

Con el caudal de salida promedio, se calcula el tiempo de retención hidráulico a partir de la ecuación 6.7.

$$V = T_p Q \quad \text{Ecuación 6.7}$$

Q : Caudal de salida = 9 m³/h

T_p : Tiempo de permanencia = 1,64 h

Observación: Si bien se bombean 12 m³/h, se consideran 9 m³/h como caudal de salida dado que el caudal restante es recirculado a la cámara de ecualización.

6.2.2. Sistema de mezclado y distribución del flujo

La circulación y mezcla de grandes tanques puede ser inducida por chorros de líquido. La masa del fluido que sale de la boquilla de descarga se mezcla dentro del chorro, proceso conocido con el nombre de arrastre, y fluye a alta velocidad dentro de una masa estancada del mismo líquido, generando esfuerzos cortantes que generan considerable turbulencia que también contribuye a la acción de mezclado (McCabe et al., 2007).

La generación del chorro de mezcla se consigue mediante la instalación de una bomba que recircule el efluente dentro de la cámara. Además, el sistema de impulsión tendrá la finalidad de transportar el efluente a la primera unidad más elevada del sistema de tratamiento (cámara de coagulación).

La bomba a instalar succionará un caudal total de 12 m³/h del cual, mediante la colocación de una válvula divisoria en el accesorio en forma de T, el 75% se destinará a la alimentación de las unidades de tratamiento siguientes y el 25% restante será recirculado para el mezclado de esta unidad.

La válvula divisoria está destinada a dividir el flujo de efluente según una relación fija, que puede ajustarse fácilmente mediante la inserción de una placa de distribución ojo de gato (figura 6.1.4). La ventaja de estos dispositivos es la adaptabilidad a futuros cambios en el caudal de diseño.



Figura 6.1.4: Válvula divisoria y placa de distribución ojo de gato. Fuente: Clarus Environmental.

6.2.3. Dosificadores de solución

Dado que las operaciones de tratamiento siguientes son dependientes del pH, es necesario ajustar este parámetro en esta instancia. El control del pH es crucial y se realiza manualmente mediante extracciones periódicas de efluente o mediante la instalación de un pHmetro a la salida de la unidad.

Se propone la instalación de dosificadores volumétricos, que se coloca en línea en el sistema de conducción antes de ingresar a la cámara de coagulación. El pH final del efluente a la salida de esta unidad debe ser neutro.

6.2.4. Variables y medidas resumen de la unidad

En la siguiente tabla se muestran las variables y medidas resumen de cada parámetro de diseño para esta unidad:

Tabla 6.1.2: Variables y medidas resumen de la cámara de equalización

Dimensión		Valor
Caudal bombeado [m ³ /h]	Q_B	12
Caudal de recirculación [m ³ /h]	Q_R	3
Caudal salida [m ³ /h]	Q	9
Volumen [m ³]	V	14,82
Altura [m]	H	2,50
Diámetro [m]	D	2,70
Tiempo de permanencia [h]	T_p	1,64

6.3. Cámara de coagulación

Para esta unidad se diseña un reactor rectangular, con sistema de mezclado por chorro generado por la misma descarga de efluente impulsado por la bomba desde la cámara de equalización, que produce la turbulencia necesaria para la mezcla del coagulante.

6.3.1. Dimensión de la cámara

Adoptando un tiempo de permanencia y con el caudal de diseño, se obtiene el volumen de la cámara de coagulación reemplazando en la ecuación 6.7.

Q : Caudal de diseño = 9 m³/h

T_p : Tiempo de permanencia = 30 s (adoptado)

V : Volumen cámara de coagulación = 0,075 m³

Se dimensiona la cámara adoptando la profundidad. Se adicionan 0,2 metros como factor de seguridad, para evitar rebalse de efluente.

H : Altura cámara de coagulación = 0,45 m + 0,2 m (valor adoptado)

A : Ancho cámara de coagulación = 0,41 m (valor adoptado)

L : Largo cámara de coagulación = 0,41 m

Además del factor de seguridad, se sugiere colocar una tapa sobre la cámara para evitar salpicaduras por el ingreso del efluente a chorro.

6.3.2. Dosificador de coagulante

Se propone la instalación en línea de un dosificador volumétrico en línea en el sistema de conducción para la inyección del coagulante previo a la descarga en la cámara de coagulación.

6.3.3. Sistema de mezcla

Para esta unidad no se contempla la instalación de ningún sistema de mezclado, dado que la turbulencia necesaria para la mezcla es inducida por la misma descarga tangencial de la corriente de entrada de alta velocidad contra las paredes de la cámara.

Para estimar la potencia entregada a esta unidad, se utiliza la ecuación del sistema de mezcla por chorro de efluente de ingreso a la unidad, impulsado por la bomba desde la cámara de ecualización (ecuación 6.8) (Bratby, 1980).

$$P = \frac{Cd \Omega v^3 \gamma}{2g} = \frac{Cd Q v^2 \gamma}{2g} \quad \text{Ecuacion 6.8}$$

P : Potencia disipada [W]

Cd : Coeficiente de descarga = 0,75 (adoptado de Bratby, 1980).

Ω : Área del orificio [m²]

v : Velocidad de flujo a través del orificio [m/s]

γ : Peso específico del líquido = 9,789 · 10³ N/m³ a 20°C (figura A.4.1, anexo)

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 N

Q : Caudal de diseño = 9 m³/h = 2,5 · 10⁻³ m³/s

La velocidad máxima en cañerías de impulsión de PVC para efluentes es de 5 m/s, sin embargo, puede adoptarse una velocidad máxima de 7,3 m/s en el punto de descarga (Bratby, 1980). Para eso es necesario colocar una boquilla de descarga de sección 0,34 · 10⁻³ m² (2 cm de diámetro).

Con esta velocidad de descarga y reemplazando los demás valores, se obtiene la potencia entregada:

P : Potencia disipada = 49,9 W

El gradiente de velocidad puede obtenerse con la ecuación 4.2, en función de la potencia disipada necesaria para la mezcla en tanques de coagulación bajo régimen turbulento.

$$G = \sqrt{\frac{P}{V\mu}}$$

G : Gradiente de velocidad = 815 s^{-1}

Este valor se encuentra dentro de los óptimos recomendados por bibliografía para este proceso.

A la salida en la parte superior de la unidad se coloca una tee para la recolección de la mezcla homogénea del efluente con el coagulante desde el fondo de la unidad. El traspaso a la cámara de floculación será por gravedad mediante un sistema de conducción por cañería.

6.3.4. Variables y medidas resumen de la unidad

En la siguiente tabla se informan las variables usadas y las medidas resumen de los elementos que componen la cámara de coagulación:

Tabla 6.1.3: Variables y medidas resumen de la cámara de coagulación

Dimensión [unidades]		Valor
Caudal [m^3/h]	Q	9
Tiempo de permanencia [s]	T_p	30
Volumen [m^3]	V	0,075
Altura [m]	H	0,45
Ancho [m]	A	0,41
Largo [m]	L	0,41
Sección boquilla de descarga [m^2]		$0,34 \cdot 10^{-3}$
Gradiente de velocidad [s^{-1}]	G	815
Potencia [W]	P	49,9

6.4. Cámara de floculación

Para esta unidad se diseñó un tanque cilíndrico con sistema de mezcla mecánica mediante agitadores tipo turbina.

6.4.1. Dimensión de la cámara

El efluente ingresa por la parte inferior de la unidad por conducción a gravedad desde la unidad anterior. Se adopta un tiempo de permanencia y reemplazándolo junto con el caudal de diseño en la ecuación 6.7, se obtiene el volumen de esta unidad.

Q : Caudal = 9 m³/h

T_p : Tiempo de permanencia = 30 min (valor adoptado)

V : Volumen cámara de floculación = 4,50 m³

Se diseña esta unidad buscando nuevamente la proporcionalidad en la forma del reactor, adoptando la profundidad del mismo.

H : Altura cámara de floculación = 1,75 m (valor adoptado)

D_r : Diámetro cámara de floculación = 1,81 m

A la salida, el efluente se recolecta por la parte superior de la unidad y se conduce por gravedad a través de una cañería de PVC hasta la próxima unidad de tratamiento.

6.4.2. Dosificador de floculante

Se propone la instalación de dosificadores volumétricos en la línea de entrada del efluente a la unidad de floculación. En las cámaras con sistemas de agitación tipo turbina, el ingreso del efluente debe realizarse por debajo del impulsor (ENOHSa).

6.4.3. Potencia de mezcla

Nuevamente, para obtener la potencia disipada para el diseño de reactores con sistemas mecánicos de mezcla bajo régimen turbulento se utiliza la ecuación 4.2.

$$G = \sqrt{\frac{P}{V\mu}}$$

Manteniendo el G ensayado en laboratorio de 30 s^{-1} y reemplazando los demás valores se obtiene la potencia de mezcla necesaria que la turbina debe entregar al sistema.

P : Potencia disipada = 4,1 W

6.4.4. Sistema de mezcla

Las turbinas utilizadas como sistema de agitación mecánica pueden ser de flujo axial o radial. En ambos casos, es necesario eliminar las condiciones de vórtice que se puedan generar dentro de un reactor cilíndrico, producto del movimiento circular de la turbina, debido a que provoca una disminución en la eficiencia de mezclado. Un método utilizado para reducir los vórtices del fluido es instalar 4 deflectores verticales en las paredes del reactor, que cumplen con la función de romper el movimiento circular que imponen las paletas de la turbina generando mayor turbulencia (figura A.6.7 en anexo).

Como sistema de agitación se seleccionó una turbina de tipo 4 de flujo axial de 4 paletas. Las láminas de esta turbina están conectadas al eje e inclinadas a 45° (figura 6.1.5). El número de potencia K es de 0,75 para este tipo de turbina (ENOHSa) y han demostrado tener eficiencias satisfactorias para el proceso de floculación.

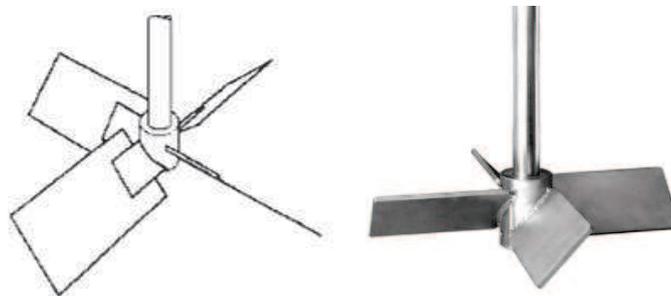


Figura 6.1.5: Turbina tipo 4 de flujo axial con cuatro láminas inclinadas a 45° .

Fuente: Metcalf & Eddy, 2003 e Indostra S.A.

En la figura 6.1.6 se muestra un esquema y las relaciones geométricas que deben respetarse para el dimensionamiento de la cámara y la turbina.

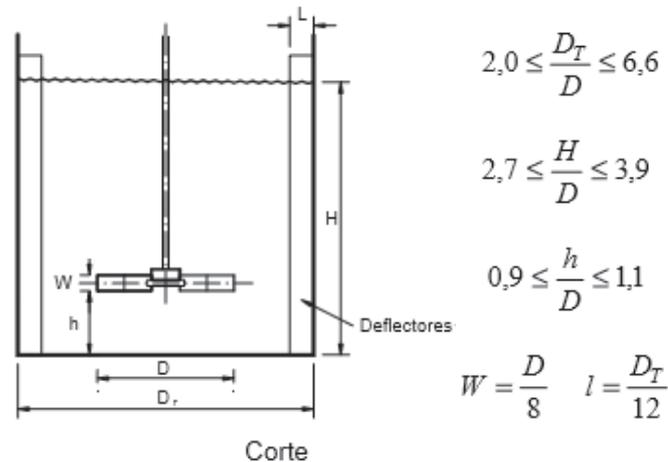


Figura 6.1.6: Relaciones geométricas entre la cámara de mezcla y la turbina tipo 4.

Fuente: ENOHSa.

Se reemplazan los valores de la altura (H) y diámetro del reactor (D_r) calculados anteriormente en las primeras dos relaciones y se obtiene un diámetro de la turbina. Luego se despejan las demás variables.

D : Diámetro de turbina = 0,53 m

W : Ancho de las paletas = 0,07 m

L : Ancho de los deflectores = 0,15 m

h : Distancia de la turbina al fondo de la cámara = 0,48 m

6.4.5. Velocidad de mezcla

La potencia disipada también se puede expresar en función de la geometría del tanque de mezcla, del impulsor y de las características del fluido (ecuación 4.3).

$$P = K\rho n^3 D^5$$

Reemplazando los parámetros hallados anteriormente, se obtiene la velocidad de rotación:

n : Número de rotaciones por segundo = 0,51 rps = 30 rpm

6.4.6. Variables y medidas resumen de la unidad

En la siguiente tabla se informan las variables y medidas resumen de los elementos que componen la cámara de floculación:

Tabla 6.1.4: Variables y medidas resumen de la cámara de floculación.

Dimensión [unidades]		Valor
Caudal [m ³ /h]	<i>Q</i>	9
Tiempo de permanencia [min]	<i>T_p</i>	30
Volumen [m ³]	<i>V</i>	4,50
Altura [m]	<i>H</i>	1,75
Diámetro [m]	<i>D_T</i>	1,81
Diámetro de la turbina [m]	<i>D</i>	0,53
Altura desde el fondo de la cámara a la turbina [m]	<i>h</i>	0,48
Alto de las paletas [m]	<i>W</i>	0,07
Ancho de los tabiques [m]	<i>L</i>	0,15
Viscosidad del agua [Ns/m ²]	<i>μ</i>	1·10 ⁻³
Gradiente de velocidad [s ⁻¹]	<i>G</i>	50
Potencia [W]	<i>P</i>	4,1
Numero de potencia	<i>K</i>	0,75
Densidad del agua [kg/m ³]	<i>ρ</i>	998,20
Numero de rotaciones (rps)	<i>n</i>	0,51

6.5. Cámara de sedimentación

Los clarificadores circulares usualmente tienen desempeños óptimos (Eckenfelder, 2001). Para esta unidad se planteó un sedimentador cilíndrico con un sistema de alimentación central, donde el afluente ingresa por el centro a través de un tubo y el efluente se recoge de los bordes superiores de la unidad, mientras que el lodo se retira del centro en el fondo del tanque (figura 6.1.7).

Los factores de diseño deben ajustarse para evitar los efectos adversos que influyen en la eficiencia del proceso de sedimentación, mencionados en el capítulo 3.

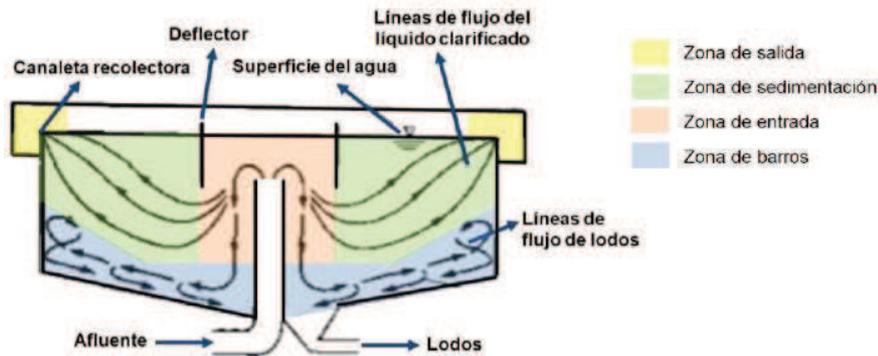


Figura 6.1.7: Esquema del sedimentador. Fuente: Adaptación de Metcalf & Eddy, 2003.

6.5.1. Dimensión de la cámara

El tiempo que tarda una partícula en sedimentar viene dado por el cociente entre la profundidad útil de sedimentación y la velocidad de sedimentación según:

$$T_s = \frac{H_{us}}{U_s} \quad \text{Ecuación 6.10}$$

T_s : Tiempo de sedimentación [s]

H_{us} : Profundidad útil de sedimentación [m]

U_s : Velocidad de sedimentación [m/s]

En un proceso de sedimentación ideal, es decir, en ausencia de corrientes o turbulencia, la velocidad de sedimentación es igual al cociente entre el caudal de diseño y del área de la zona de sedimentación (ecuación 6.11). La velocidad de sedimentación se conoce también como la tasa de desbordamiento o carga superficial.

$$C_s = \frac{Q}{A_s} \quad \text{Ecuación 6.11}$$

C_s : Carga superficial [$\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$]

Q : Caudal de diseño [m^3/d]

A_s : Área de la zona de sedimentación [m^2]

Entonces la eficiencia de remoción es en función del área superficial del tanque y es independiente de la profundidad y tiempo de detención (teoría de Hazen).

La carga superficial depende de la calidad del afluente, el tipo y forma del sedimentador adoptado, el tipo de coagulante utilizado, el tipo de floculo formado y el grado de eficiencia que se desee (Solano & Segarra, 2006).

Actualmente se considera que lo que define el diseño es la elección de una determinada carga superficial y el tiempo de permanencia define la profundidad (Solano & Segarra, 2006). En la figura 6.1.8 se muestran los períodos de detención en función de la carga superficial y en la figura 6.1.9 las dimensiones recomendadas para sedimentadores circulares primarios.

Carga Superficial (m ³ /m ² .día)	Período de Detención (h)
15 - 20	3.5 - 4.5
20 - 30	3.0 - 4.0
30 - 40	2.5 - 3.5
40 - 50	2.0 - 3.0
50 - 60	1.5 - 2.5

Figura 6.1.8: Periodos de detención en función de la carga superficial. Fuente: ENOHSa.

Sedimentador primario circular	Intervalo	Valor típico
Tiempo de detención (h)	1,5 - 2,5	2
Carga superficial (m ³ /m ² d)	50 - 60	55
Profundidad (m)	3 - 4,9	4,3
Diámetro (m)	3 - 60	12 a 45
Pendiente del fondo (mm/mm)	1/16 - 1/6	1/12

Figura 6.1.9: Valores típicos para el dimensionamiento de tanques de sedimentación primaria. Fuente: Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003.

Se adopta entonces una carga superficial y un tiempo de detención para la depuración final del efluente. Con el caudal de diseño, se obtiene el volumen del sedimentador reemplazando en la ecuación 6.7 y el área de la unidad reemplazando en la ecuación 6.11.

T_s : Tiempo de sedimentación = 1,5 h (valor adoptado)

C_s : Carga superficial = 50 m³/m²d (valor adoptado)

Q : Caudal de diseño = 9 m³/h (81 m³/d)

V : Volumen del sedimentador = 13,5 m³

La carga superficial adoptada corresponde a una velocidad de sedimentación de 0,06 cm/s (2,10 m/h). Reemplazando junto con el tiempo de sedimentación en la ecuación 6.10 se obtiene la profundidad de sedimentación, la cual se encuentra dentro del rango recomendado.

U_s : Velocidad de sedimentación = 0,06 cm/s

H_{US} : Profundidad útil de sedimentación = 3,13 m

Con la profundidad y el volumen, se puede obtener el área superficial del sedimentador y el diámetro de diseño de esta unidad.

A_s : Área del sedimentador = 4,24 m²

D_T : Diámetro del sedimentador: 2,34 m

Todas las medidas se resumen en la tabla 6.1.5.

6.5.2. Zona de entrada

Esta zona debe cumplir con las condiciones hidráulicas de diseño de manera que la unidad se asemeje a un sedimentador ideal (Solano & Segarra, 2006) y que permita la distribución uniforme del agua que ingresa. La incorporación de deflectores internos garantizara una disipación tangencial de la energía en la zona de alimentación. Este sistema de disipación de energía debe colocarse a más de 0,47 metros de distancia de la zona de salida del efluente (Eckenfelder, 2001) para minimizar el arrastre de sólidos y permitir que éstos vuelvan a sedimentarse.

La relación típica entre el diámetro del tubo de entrada y el diámetro del tanque es de 0,2 (Metcalf & Eddy, 2003) y la relación típica entre la profundidad del sedimentador y la altura de la pantalla circular desde el borde superior del sedimentador es de 0,4 (Solano & Segarra, 2006).

Con los datos del diámetro y profundidad del tanque calculados anteriormente, se obtiene:

D_T : Diámetro tubo de entrada = 0,47 m

H_P : Altura pantalla cilíndrica = 1,25 m

La pantalla difusora cuenta con orificios, cuya función es proveer una transición suave entre la velocidad relativamente alta de la tubería afluente y la velocidad baja uniforme deseable en la zona de asentamiento (Solano & Segarra, 2006). Para el diseño de los orificios, primero se asume una velocidad de paso y luego se calcula el área total ocupada por los mismos con la ecuación 6.12. La velocidad de paso no debe superar los 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación (Solano & Segarra, 2006).

$$A_o = \frac{Q}{v_o} \quad \text{Ecuación 6.12}$$

A_o : Área total de los orificios

Q : Caudal de diseño = 9 m³/h

v_o : Velocidad de paso por los orificios = 0,15 m/s (valor adoptado)

Se adopta un valor para el diámetro de cada orificio, determinándose el área de cada orificio y el número total de orificios según:

$$n = \frac{A_o}{a_o} \quad \text{Ecuación 6.13}$$

d_o : Diámetro orificio = 0,018 m (valor adoptado)

a_o : Área de cada orificio = 2,5 10⁻⁴ m²

n : Número de orificios = 68

Se adopta un número de filas y columnas para la disposición de los orificios en la pantalla distribuidora y se calcula la distancia entre las mismas de manera tal de generar distribución uniforme en la entrada del efluente. En la figura 6.1.10 se muestra esta pantalla difusora diseñada en acero inoxidable y sus dimensiones finales se resumen en la tabla 6.1.5.



Figura 6.1.10: Pantalla difusora perforada. Fuente: Elaboración propia.

Para corroborar que la velocidad por cada orificio no supere la máxima de 0,15 m/s recomendada, se utiliza la ecuación para orificio de pared delgada sumergido (ecuación 6.14), donde se agrega un coeficiente de gasto representado con la diferencia de niveles aguas arriba y abajo (Δh en figura 6.1.11) (L. Perez, 2005).

$$Q = v_o \Omega = \mu \Omega C \sqrt{2gh} \quad \text{Ecuación 6.14}$$

Q : Caudal a través del orificio [m^3/s]

v_o : Velocidad de paso por los orificios = 0,15 m/s (valor adoptado)

Ω : Sección real del orificio [m^2]

μ : Coeficiente de descarga = 0,6 para pared delgada

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 N

C : Coeficiente de gasto = Δh

h : Carga [m]

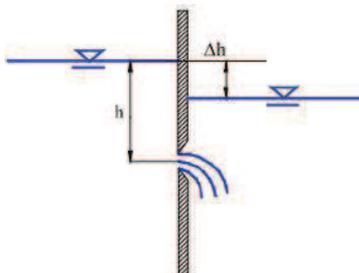


Figura 6.1.11: Orificio sumergido de pared delgada. Fuente: Perez, 2005.

Se reemplazan los valores para la carga de cada fila de orificios y, suponiendo un coeficiente de gasto máximo de 5 cm, todas las velocidades de paso por los orificios no superan el máximo recomendado.

6.5.3. Zona de salida

Se diseña de manera tal que permita la recolección uniforme del efluente en la superficie del sedimentador. Es importante un correcto diseño del sistema de recolección dado que influye en la eficiencia del proceso. Colocando canaletas de recolección con chapas de vertederos triangulares de 90° se puede extender la zona de salida y garantizar la uniformidad en la recolección.

La expresión del caudal para vertederos triangulares se obtiene según la ecuación 5.2, con α igual a 90° . Al estar elevado h a la $5/2$, resulta muy sensible al caudal, es decir, que ligeras modificaciones de h implican relativamente importantes variaciones del mismo (L. Perez, 2005). Esta propiedad es la razón por la cual los vertederos regulables son de gran utilidad en la salida de sedimentadores. Para esto se coloca la lámina metálica graduable mediante tornillos de fijación (ver figura 6.1.12).

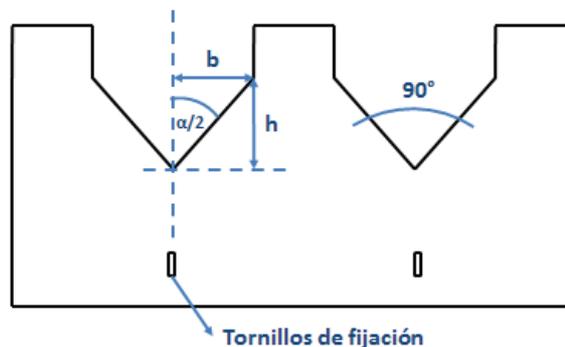


Figura 6.1.12: Vertedero triangular de 90° . Fuente: Elaboración propia.

Según Thomson, para $0.05 \text{ m} \leq h \leq 0.25 \text{ m}$, el coeficiente de descarga $c = 0.593$ (citado por Marbello, 2005). Reemplazando los valores en la ecuación 6.2, obtenemos la fórmula de Thompson según:

$$Q = 1.4 h^{5/2} \quad \text{Ecuación 6.15}$$

Para el caudal de diseño, se obtienen entonces vertederos de las siguientes dimensiones:

$$h = 0,08 \text{ m}$$

$$2b: \text{Ancho del vertedero} = 0,16 \text{ m}$$

Para estimar la proporción del perímetro de la unidad que ocupan los vertederos, se utiliza la siguiente expresión:

$$L_V = \frac{Q}{C_V} \quad \text{Ecuación 6.16}$$

L_V : Longitud necesaria de vertedero [m]

Q : Caudal de diseño = 9 m³/h

C_V : Carga de salida por el vertedero ≤ 1,8 l/sm (ENOHSa).

Adoptando una carga de salida por cada vertedero y reemplazando el caudal de diseño en la ecuación 6.16 se obtiene:

C_V : Carga de salida por el vertedero = 6,28 m³/hm (valor adoptado)

L_V : Longitud necesaria de vertedero = 1,43 m

El número de vertederos se calcula a partir de la relación entre ancho total de cada vertedero y la longitud necesaria total según:

$$N_V = \frac{L_V}{2b} \quad \text{Ecuación 6.17}$$

N_V : Número de vertederos = 9

Como revancha se proponen 5 cm por encima de cada uno de ellos, para tener más flexibilidad de operación.

Para el sistema de recolección del efluente se diseña un canal que rodea toda la unidad. Este canal no puede funcionar ahogado, debe funcionar libre para garantizar la carga constante sobre los vertederos de salida y que el agua salga uniformemente (Perez, 1981).

Las dimensiones necesarias para la canaleta de recolección se calculan mediante la expresión:

$$h_{max} = \left(\frac{73Q}{b} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ecuación 6.18}$$

h_{max} : Lámina máxima de agua en la canaleta [cm]

Q : Caudal de diseño = 2,5 l/s (9 m³/h)

b : Ancho de la canaleta [cm]

Se propone un ancho para la canaleta y con el caudal de diseño se calcula la lámina máxima. Se propone una revancha de 5 cm para evitar rebalses y la carga máxima del vertedero se eleva 5 cm para garantizar que la canaleta trabaje libre.

b : Ancho de la canaleta = 14 cm (valor adoptado)

h_{max} : Lámina máxima de agua en la canaleta = 5,50 cm

Las dimensiones finales se muestran en la tabla resumen.

6.5.4. Zona de recolección de barros

Se diseña un decantador con remoción manual de barro. La recolección de los lodos se realiza en el fondo de la unidad, ubicando la zona de descarga en la parte de mayor acumulación de barro. El lodo depositado en el fondo no se dispone de manera uniforme y se debe considerar una pendiente mínima en el fondo en el sentido del lugar de la descarga. La pendiente mínima de la tolva recomendada por Eckenfelder, 2001, es de 8,3 cm/m.

Normalmente proyectar la cantidad de lodos generada suele ser muy difícil. Según los registros de los ensayos de laboratorio realizados, el volumen de lodo generado es de 100 ml por litro de efluente, es decir, se generaría un caudal aproximado de lodos del 10% del caudal de efluente que ingresa a la unidad.

Se adopta un tiempo de descarga de 1 hora, el cual se considera suficiente para el proceso de contracción en la zona de descarga. Un buen criterio es dejar para depósito de lodos un 10% adicional sobre el volumen de la zona de sedimentación.

Se propone un sumidero cónico central de paredes inclinadas a un ángulo de 40° con respecto a la línea vertical. Con el radio del tanque de sedimentación, se calcula la altura de la zona de descarga.

H_D : Altura zona de descarga = 1 m

V_D : Volumen zona de descarga = 1,4 m³

El volumen de la tolva calculado representa el 10% del volumen de la zona de sedimentación, igual al mínimo recomendado.

La tolva de recolección debe contar con una tubería de descarga, cuya sección se calcula con la siguiente ecuación:

$$S_D = \left(\frac{A_S}{4850 t_D} \right) \sqrt{H_S} \quad \text{Ecuación 6.19}$$

S_D : Sección de descarga [m²]

A_S : Área superficial del sedimentador [m²]

t_D : Tiempo de descarga [h]

H_S : Altura del nivel del agua sobre la boca de descarga [m]

Adoptando un valor para el tiempo de descarga, se obtiene una sección de descarga reemplazando en la ecuación anterior los valores de H_S y A_S calculado anteriormente.

t_D : Tiempo de descarga = 1 h (adoptado)

H_S : Altura del nivel del agua sobre la boca de descarga = 4 m

S_D : Sección de descarga = 0,002 m²

D_D : Diámetro de descarga = 0,05 m

Para prevenir taponamiento del tubo de salida, se propone instalar cañerías de DN 63mm con salida lateral desde el centro de la tolva. Para prevenir asentamientos de lodo en la tubería de desagüe, la velocidad de flujo debe ser mayor de 1.4 m/s (Solano & Segarra, 2006).

6.5.5. Almacenamiento provisorio de lodos

Si bien el alcance de este proyecto no abarca el tratamiento y gestión de los lodos generados, se calcula el volumen de almacenamiento necesario para el depósito transitorio de los mismos.

Es recomendable contar con una bomba de transferencia, que impulse los lodos hasta un espesador, con la finalidad de reducir el contenido de agua en los mismos y reducir consecuentemente el costo en el tratamiento y disposición final.

El volumen total de lodos primarios generados por día es de 8,1m³. Se propone la instalación de una tolva de 45° de inclinación y 8500 litros de capacidad, donde el lodo

tendrá un tiempo de residencia de 1 día, suficiente para reducir su volumen casi en un 50%.

El sobrenadante se recircula al sistema de tratamiento, conduciéndolo hasta el tanque de equalización. Los factores de seguridad considerados durante el dimensionamiento de las unidades, permiten incorporar sin problemas este caudal que representa un 5% del diario total.

El concentrado de lodos podrá extraerse por la parte inferior de la tolva. Queda en manos de la imprenta la decisión de los tratamientos siguientes a ser aplicados sobre los mismos y su correcta gestión para disposición final.

6.5.6. Variables y Medidas resumen de la unidad

En la siguiente tabla se vuelcan los valores de cada parámetro de diseño para esta unidad:

Tabla 6.1.5: Medidas resumen del sedimentador.

Dimensión [unidades]		Valor
Caudal [m ³ /h]	<i>Q</i>	9
Tiempo de sedimentación [h]	<i>T_s</i>	1,50
Volumen [m ³]	<i>V</i>	13,50
Carga superficial [m ³ /m ² d]	<i>C_s</i>	50
Área superficial [m ²]	<i>A_s</i>	4,32
Velocidad de sedimentación [cm/s]	<i>U_s</i>	0,06
Diámetro [m]	<i>D</i>	2,35
Profundidad útil de sedimentación [m]	<i>H_{us}</i>	3,125
Zona de entrada		
Diámetro tubo de entrada [m]	<i>D_T</i>	0,47
Altura pantalla cilíndrica [m]	<i>H_P</i>	1,25
Distancia pantalla cilíndrica de salida del efluente [m]		0,47
Velocidad de entrada del efluente [m/s]	<i>U_{ent}</i>	0,014
Diámetro pantalla difusora [m]	<i>D_P</i>	1,41
Diámetro orificio [m]	<i>do</i>	0,018
Área orificio [m ²]	<i>ao</i>	2,54 10 ⁻⁴

Velocidad de paso por los orificios [m/s]	v_o	0,15
Área total de orificios [m ²]	A_o	0,017
Número de orificios	n	68
Número de filas de orificios		4
Número de columnas de orificios		17
Distancia entre filas [m]		0,24
Distancia entre columnas [m]		0,24
Zona de salida		
Coefficiente de descarga	c	0,593
Altura de vertedero [m]	h	0,08
Ancho de vertedero [m]	$2b$	0,16
Carga de salida por vertedero [m ³ /hm]	C_v	6,28
Longitud necesaria de vertederos [m]	L_v	1,43
Numero de vertederos	N_v	9
Revancha vertederos [m]		0,05
Ancho canal recolector [m]	b	0,14
Altura canal recolector [m]	h_{max}	0,05
Altura canal recolector total [m]		0,10
Zona de barros		
Volumen de la tolva [m ³]	V_D	1,35
Altura de la tolva [m]	H_D	0,93
Pendiente de la tolva [°]	i	39
Carga sobre el nivel de descarga [m]	H_s	4,06
Tiempo de descarga [h]	t_D	1
Sección de salida [m ²]	S_D	0,0018
Diámetro [m]	D_D	0,048
Caudal de lodos [m ³ /h]	Q_P	0,90
Velocidad de descarga [m/s]	v_D	0,14

6.6. Sistema de tratamiento biológico: Reactores SBR

Para el diseño del sistema de tratamiento secundario por reactores SBR se debe tener en cuenta la selección adecuada del tamaño del reactor, el sistema de aireación, la duración del ciclo y de cada etapa involucrada y la tasa de pérdida de lodo para las condiciones de efluente y depuración final deseada del mismo.

6.6.1. Fundamento teórico

Los tanques en paralelo pueden ser de igual o diferente tamaño. Hacer unidades iguales en tamaño no proporciona ventajas adicionales más que facilidad en el control de operación (Ketchum, 1997). El volumen total de un SBR consta de un volumen fijo más un volumen variable que representa el volumen de agua residual que llena el tanque y luego es descargado en cada ciclo (figura 6.1.13).

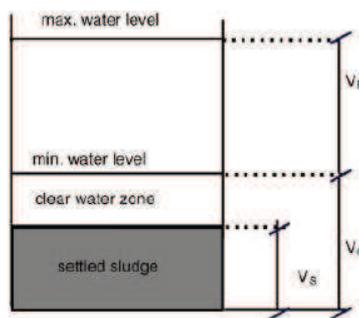


Figura 6.1.13: Volúmenes a lo largo de un ciclo de SBR.

Fuente: Artan, Tasli, & Orhon, 2006.

$$V_T = V_o + V_F \quad \text{Ecuacion 6.20}$$

V_T : Volumen total [m^3]

V_o : Volumen fijo [m^3]

V_F : Volumen variable [m^3]

El volumen fijo viene representado por el ocupado por la biomasa sedimentada y el sobrenadante tratado al final de las etapas de vaciado y purga. Generalmente se considera un volumen fijo del 50% del volumen total del reactor. El volumen de lodos sedimentados representa 30% del volumen total, mientras que el restante 20% está compuesto por agua clarificada del ciclo anterior.

El volumen variable, viene dado en función del caudal de diseño y el tiempo de llenado según:

$$V_F = QT_F \quad \text{Ecuación 6.21}$$

Q : Caudal de ingreso [m^3/h]

T_F : Tiempo de llenado [h]

Por otro lado, el tiempo total de un ciclo incluye el tiempo de proceso, el tiempo de sedimentación, el tiempo de descarga y un tiempo de inactividad (ecuación 6.22).

$$T_C = T_F + T_P + T_S + T_D + T_I \quad \text{Ecuación 6.22}$$

T_C : Tiempo total de un ciclo [h]

T_F : Tiempo de llenado [h]

T_P : Tiempo de proceso [h]

T_S : Tiempo de sedimentación [h]

T_D : Tiempo de descarga [h]

T_I : Tiempo de inactividad [h]

El tiempo de proceso consiste en el tiempo de aireación y tiempo de mezcla.

$$T_P = T_A + T_M \quad \text{Ecuación 6.23}$$

A escala industrial, el tiempo de proceso depende del objetivo de tratamiento perseguido, al cual se destina generalmente entre 10 al 50% del tiempo total de un ciclo (Ketchum, 1997).

El tiempo de sedimentación se basa en la velocidad de decantación de la manta de lodo y la concentración de la biomasa sedimentada. Los tiempos típicos van de 0,5 a 2 horas, seleccionado 2 horas para un diseño conservador (Chang et al., 2000; Ketchum, 1997).

Por último, el tiempo de descarga y purga puede tomar 5-30% del ciclo total (Chang et al., 2000). La purga no se incluye como una de las cinco etapas básicas del proceso dado que no existe un momento determinado para llevarla a cabo. La cantidad y frecuencia de lodo a purgar se determinan según las necesidades operativas y suele realizarse en la etapa de descarga o inactividad.

Es importante notar que el tiempo efectivo, donde ocurren los procesos de biodegradación, no es el mismo que el tiempo total del ciclo (Vives, 2004). Asumiendo que no hay conversión biológica durante las fases inoperativas u operaciones físicas (sedimentación, vaciado e inactividad), el tiempo efectivo puede definirse como:

$$T_E = T_C - (T_S + T_D + T_I) \quad \text{Ecuación 6.24}$$

T_E : Tiempo efectivo [h]

Con este tiempo, se puede introducir un factor de efectividad que corresponde a la relación entre el tiempo efectivo y el tiempo total de un ciclo según:

$$f_E = \frac{T_E}{T_C} \quad \text{Ecuación 6.25}$$

f_E : Factor de efectividad

El tiempo de llenado se calcula en función del número de reactores en paralelo y el tiempo de los demás procesos y puede ocupar del 25 al 75% del tiempo total de un ciclo (Chang et al., 2000). En función de los reactores adoptados, el tiempo de llenado se define según:

$$T_F = \frac{T_C}{n} \quad \text{Ecuación 6.26}$$

n : Numero de reactores

En sistemas de tratamiento biológico, para obtener las ecuaciones de variación de biomasa y sustrato en el tiempo se siguen métodos de diseños simples y basados en modelos conceptuales, utilizando como base de partida las ecuaciones clásicas que describen los procesos involucrados en el tratamiento biológico de aguas residuales.

Se realizan balances de masa en el reactor, en los cuales se plantea que la velocidad de acumulación dentro del reactor es igual a la cantidad que entra al sistema, menos la cantidad que sale del sistema, más la cantidad reaccionante consumida o formada.

$$\left[\begin{array}{c} \text{Tasa de} \\ \text{acumulacion} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \text{Cantidad} \\ \text{de entrada} \end{array} \right] - \left[\begin{array}{c} \text{Cantidad} \\ \text{de salida} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{c} \text{Cantidad reaccionante} \\ \text{consumida o formada} \end{array} \right]$$

Un reactor SBR durante la etapa de proceso, es un reactor discontinuo ideal cerrado, es decir, no hay entrada ni descarga de caudal por lo que se desprecian esos términos. El reactor está perfectamente agitado, por lo que todos los puntos dentro del mismo tienen la misma composición y temperatura y opera en estado no estacionario, es decir, que las concentraciones cambian con el tiempo.

El modelo que describe la cinética de reacción depende de la velocidad de degradación de cada efluente por acción de los microorganismos. Para determinar la misma se deben realizar ensayos de tratabilidad.

En este caso, se adopta para la cinética de remoción de sustrato la ecuación de Michaelis y Meten (1913):

$$\frac{dS}{dt} = -r_s = -\frac{kXS}{K_S + S} \quad \text{Ecuación 6.27}$$

$\frac{dS}{dt}$ = Velocidad de utilización de sustrato [mgDBO/l/d]

k : Tasa máxima de utilización del sustrato por unidad de masa de microorganismos [mgDBO/mgSSVd]

X : Concentración de biomasa [mgSSV/l]

S : Concentración de DBO soluble final [mgDBO/l]

K_S : Coeficiente de media saturación para compuestos orgánicos disueltos [mgDBO/l]

El modelo matemático permite predecir la dinámica del reactor para la reducción de la carga orgánica y sólidos en el efluente, contemplando únicamente las etapas donde ocurre la biodegradación.

Se resuelve la integral de la ecuación 6.27 y se obtiene:

$$K_S \ln\left(\frac{S_0}{S}\right) + S_0 - S = kXT_p \quad \text{Ecuación 6.28}$$

S_0 : Concentración de DBO soluble inicial en efluente a tratar [mg/l]

Para el crecimiento de biomasa, se adoptó por el modelo propuesto por Monod (1942) que propone cinética de primer orden para el crecimiento bacteriano. Se puede deducir a partir de la ecuación diferencial anterior, teniendo en cuenta que la tasa de

variación del sustrato es igual a la tasa de variación del producto (cambia el signo) y cambiando la constante k por la velocidad máxima específica de crecimiento de la biomasa μ_{\max} (Fiotto S., 2013).

$$\frac{dX}{dt} = r_g = \frac{\mu_m SX}{K_s + S} \quad \text{Ecuación 6.29}$$

$\frac{dX}{dt}$: Velocidad de crecimiento de biomasa [mgSSV/l/d]

μ_m : Tasa máxima de eliminación de compuestos orgánicos disueltos [d^{-1}]

La fracción volátil del total de sólidos biológicos en suspensión es la cual se utiliza como aproximación de la masa biológica activa. Bajo condiciones de mezcla completa, la concentración de sólidos biológicos activos corresponden a MLVSS (sólidos volátiles en suspensión en el licor de mezcla).

La velocidad máxima específica de crecimiento de la biomasa ocurre cuando también es máxima la velocidad específica de utilización del sustrato y ambas están relacionadas por el coeficiente de producción según:

$$Y = \frac{\mu_m}{k} \quad \text{Ecuación 6.30}$$

Y : Coeficiente de relación entre masa de células formadas y masa de sustrato consumido [mgSSV/mgDBO]

Este coeficiente estequiométrico relaciona la cantidad de biomasa producida a partir de la degradación del sustrato (Fiotto S., 2013). Es decir, el crecimiento de la biomasa es proporcional a la utilización del sustrato y dicha proporción viene dada por dicho coeficiente.

$$\frac{dX}{dt} = Y \frac{dS}{dt}$$

En un sistema de alimentación discontinua, una parte del sustrato se utiliza para el crecimiento celular, mientras que otra es da origen a los productos finales.

En un sistema de tratamiento biológico, la distribución de edades de microorganismos no es la misma, es decir, no todas las células están en la misma fase de crecimiento logarítmico. Consecuentemente, la tasa de crecimiento debe ser corregida

para incorporar una expresión que considere la energía necesaria para el mantenimiento celular.

Cuando la disponibilidad de sustrato es restringida y comienza a agotarse, se produce la respiración endógena, que consiste en el autoconsumo de la biomasa (Fiotto S., 2013). Este decaimiento de la biomasa es proporcional a la concentración de la misma e independiente de la concentración de sustrato (ecuación 6.31). Por lo tanto, a la ecuación 6.29 se le adiciona la fase de decaimiento a través del coeficiente endógeno representando el decrecimiento neto de biomasa.

$$\frac{dX}{dt} = \frac{\mu_m SX}{K_s + S} - k_d X \quad \text{Ecuación 6.31}$$

k_d : Coeficiente de descomposición endógena [d^{-1}]

Este coeficiente se define como la fracción de biomasa por unidad de tiempo oxidada durante el proceso de respiración endógena según:

$$k_d = \frac{\text{kg MLVSS oxidados}}{d \cdot \text{kg MLVSS en el reactor}}$$

En la figura 6.1.14 se muestra el comportamiento en el crecimiento de biomasa y consumo del sustrato para procesos biológicos discontinuos para el tratamiento de aguas residuales. Se puede distinguir una etapa de aclimatamiento donde las bacterias comienzan el proceso de biodegradación del sustrato (1), una etapa de crecimiento exponencial donde la disponibilidad de sustrato y velocidad de degradación del mismo son altas (2), una etapa de crecimiento estacionario (3) y una última etapa de decaimiento donde se produce la respiración endógena (4) (Fiotto S., 2013).

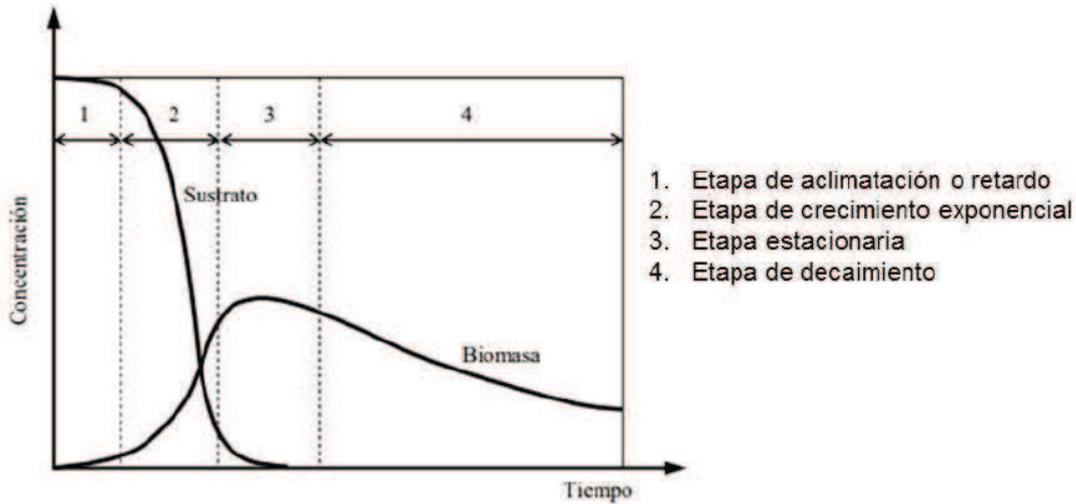


Figura 6.1.14: Comportamiento en el crecimiento de biomasa y consumo de sustrato para procesos en discontinuo. Fuente: Fiotto S., 2013.

El sustrato se consume en un proceso biológico de dos formas: metabolismo celular, donde se utiliza para sintetizar nuevas células de microorganismos conduciendo a un aumento de la biomasa, y metabolismo energético, donde el sustrato restante se oxida para la producción de energía de mantenimiento, siendo sus productos finales dióxido de carbono y agua.

En general, para la degradación aerobia de sustratos orgánicos, aproximadamente 2/3 del sustrato consumido se oxida para satisfacer las necesidades energéticas, mientras que 1/3 se convierte en biomasa (Ramalho, 2003).

Los dos parámetros de diseño y control de proceso más utilizados son la relación alimento-microorganismo y el tiempo medio de retención celular. La primera variable se define como:

$$F/M = \frac{S_0}{\theta X} \quad \text{Ecuación 6.32}$$

F/M : Relación alimento-microorganismo [d^{-1}]

S_0 : Concentración de DBO en efluente a tratar [mg/l]

θ : Tiempo de retención hidráulica [d]

X : Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el tanque [mg/l]

El parámetro F/M tiene que ser determinado para la calidad deseada de efluente depurado, que a su vez es determinado por las dimensiones del reactor y condiciones de

funcionamiento. En este caso, el tiempo de retención hidráulico es el que corresponde al tiempo de proceso, donde ocurre la biodegradación.

La concentración de biomasa puede ser regulada para cumplir con el F/M óptimo en función de la carga orgánica del efluente. El volumen de reactor fijo está determinado por la carga de diseño y la selección de estos parámetros. El volumen fijo viene dado por la ecuación:

$$X = \frac{QS_0}{F/M V_0} \quad \text{Ecuación 6.33}$$

Por otro lado, el tiempo medio de retención celular determina la cantidad de biomasa en el reactor y por esta razón es importante determinar su rendimiento promedio. Puede expresarse en función de la concentración de biomasa y la variación de la misma en el tiempo.

$$\theta_C = \frac{X}{\frac{dX}{dt}} = \frac{V_T X}{Q_P X_P} \quad \text{Ecuación 6.34}$$

θ_C : Tiempo de retención celular [d]

V_T : Volumen total del reactor [m³]

X : Concentración de biomasa en el reactor [gSSV/m³]

Q_P : Caudal de purga de lodos [m³/d]

X_P : Concentración de biomasa en el lodo de purga [gSSV/m³]

Esta expresión es válida si se asume que la biomasa es prácticamente constante a durante todo el ciclo. Para SBR, es necesario utilizar el tiempo de retención celular efectivo, multiplicando la expresión anterior por el factor de efectividad:

$$\theta_{CE} = f_E \theta_C \quad \text{Ecuación 6.35}$$

θ_{CE} : Tiempo de retención celular efectivo [d]

La cantidad de lodos producidos que debe purgarse diariamente viene dado por la ecuación:

$$P_X = \frac{YQ(S_0 - S)}{1000 (1 + k_d \theta_C)} = \frac{Y_{obs} Q(S_0 - S)}{1000} \quad \text{Ecuación 6.36}$$

P_x : Producción en exceso de lodos generado diariamente [kgSSV/d]

Y_{obs} : Coeficiente de producción real [mgSSV/mgDBO]

Para mantener constante la concentración de biomasa en el reactor en todo momento, es necesario purgar el sistema una masa de sólidos en suspensión volátiles del licor de mezcla (MLVSS) igual a la producción neta.

El diseño de sistemas SBR, así como de cualquier sistema de tratamiento biológico para efluentes industriales, requiere realizar estudios de tratabilidad para determinar el modelo cinético que se ajusta mejor al decaimiento del sustrato y definir tiempos de operación adecuados, tasa de aireación, necesidad de productos químicos para nutrientes o control de pH, entre otros.

Además, el conjunto de constantes biológicas depende de las condiciones ambientales, el tipo de sustrato a degradar y el modo de operación del reactor, entre otras. Generalmente, se determinan realizando ensayos a escala laboratorio para cada situación en particular en condiciones controladas.

Los parámetros de diseño generalmente utilizados para tratamiento de efluente industrial en reactores SBR bajo el modelo de Monod se encuentran detallados en la tabla 6.1.6.

Tabla 6.1.6: Parámetros típicos de diseño para tratamiento de efluentes industriales en reactores SBR a 20°C. Fuente: Bañuelos, 1994; Liu, 2008.

Parámetro	Valor
F/M [d ⁻¹]	0,15 – 0,6
X [mgSSV/l]	2000 – 5000
T_c [h]	4 – 24
θ [d]	Variable
θ_c [d]	15 – 30
k [mgDBO/mgSSVd]	2 – 6
K_s [mgDBO/l]	70 – 150
Y [mgSSV/mgDBO]	0,6
kd [d ⁻¹]	0,014
X_p [mgSSV/l]	5000 – 8000

Debido a las limitaciones presupuestarias que enmarcan este proyecto, se decidió adoptar estas variables a partir de antecedentes bibliográficos y utilizar para el diseño el modelo de Monod.

6.6.2. Determinación de los tiempos de proceso y dimensiones de los reactores SBR

Se propone el diseño de un sistema SBR compuesto por 2 tanques. La geometría del tanque no debería condicionar la efectividad del sistema de mezclado o aireación, por lo que se proponen reactores rectangulares adyacentes, que compartan la pared intermedia. Cada reactor realizará 1 ciclo diario, es decir, el tiempo total de un ciclo es de 24 horas.

n : Cantidad de reactores: 2

m : Cantidad de ciclos por día por reactor: 1

La duración de la etapa de llenado debe corresponderse a la mitad del tiempo de generación de efluente durante una jornada laboral, para que todo el efluente generado quede contenido en los 2 reactores SBR para su tratamiento batch.

El tiempo de proceso se obtuvo reemplazando las constantes biológicas adoptadas en la ecuación 6.28:

$$K_S \ln\left(\frac{S_o}{S}\right) + S_o - S = kXT_p$$

Si bien la normativa para vuelco exige una concentración de DBO de 200 mg/l, se apunta a alcanzar una DBO final para el efluente tratado de 120 mg/l para considerar cierto margen de seguridad. Por otro lado, se multiplica el tiempo obtenido por un factor de seguridad de 1,8 para asegurar el tiempo de permanencia suficiente para el tratamiento del efluente a la calidad final deseada y evitar tiempos no efectivos prolongados.

S : Concentración de DBO soluble = 120 mg/l (valor adoptado)

S_o : Concentración de DBO soluble en efluente a tratar = 2490 mg/l

k : Tasa máxima de utilización del sustrato por unidad de masa de microorganismos = 2 mgDBO/mgSSVd (valor adoptado)

X : Concentración de microorganismos = 4000 mgSSV/l (valor adoptado)

K_S : Coeficiente de media saturación para compuestos orgánicos disueltos = 100 mgDBO/l (valor adoptado)

T_P' : Tiempo de proceso = 14,5 horas

La duración del resto de las etapas se adoptó en función de los antecedentes bibliográficos, contemplando un margen de seguridad en cada caso para asegurar la permanencia adecuada en cada una. Es importante considerar que a partir de las 6 horas fuera del tiempo efectivo la biomasa sufre importante decaimiento, indeseable para las condiciones operativas del sistema.

La duración de cada etapa para este proceso de tratamiento es:

T_C : Tiempo total de un ciclo = 24 horas

T_F : Tiempo de llenado = 4,5 horas

T_P : Tiempo de proceso = 14,5 horas

T_S : Tiempo de sedimentación = 2 horas

T_D : Tiempo de descarga = 2 horas

T_I : Tiempo de inactividad = 1 hora

T_E : Tiempo efectivo = 19 horas

En la figura 6.1.15 se representan las condiciones hidráulicas para este sistema de 2 reactores con la duración de cada etapa. Se diseñó de esta manera para que la etapa de llenado de ambos reactores, coincida con la etapa de generación de efluente durante la jornada laboral diaria de 9 horas. De esta manera, se logra mantener la discontinuidad en el sistema de tratamiento desarrollado.

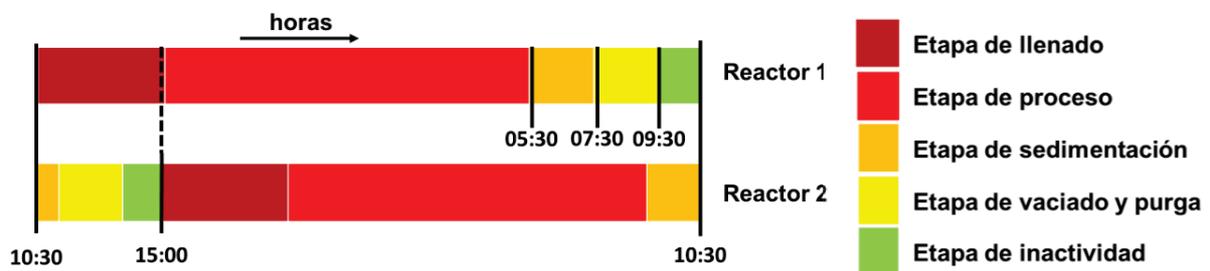


Figura 6.1.15: Condiciones hidráulicas de diseño para 2 reactores SBR.

Fuente: Elaboración propia.

Con el caudal de diseño y el tiempo de llenado, se obtiene el volumen variable de cada reactor mediante la ecuación 6.21. Además, se propone que el volumen fijo sea igual a este volumen.

$$Q: \text{Caudal} = 9 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_F: \text{Volumen variable} = 40,50 \text{ m}^3$$

$$V_0: \text{Volumen fijo} = 40,50 \text{ m}^3$$

$$V_T: \text{Volumen total} = 81,00 \text{ m}^3$$

Se recomienda el diseño de tanques profundos porque la eficiencia de aireación mejora con la profundidad, una mayor fracción de sobrenadante puede eliminarse durante el vaciado y los requisitos de espacio son menores (Ketchum, 1997). Se adopta la altura de cada reactor y el ancho de los mismos.

$$H: \text{Profundidad del reactor} = 4,00 \text{ m (valor adoptado)}$$

$$A: \text{Ancho del reactor} = 3,00 \text{ m (valor adoptado)}$$

$$L: \text{Largo del reactor} = 6,75 \text{ m}$$

$$S: \text{Superficie del reactor} = 20,25 \text{ m}^2$$

Considerando los 2 reactores del mismo tamaño, la superficie total ocupada por los mismos es de $40,50 \text{ m}^2$.

Por último, se calcula el valor de F/M reemplazando en la ecuación 6.32 los valores de biomasa, concentración de DBO y tiempo de proceso adoptado.

$$F/M: \text{Relación alimento-microorganismo} = 0,6 \text{ d}^{-1}$$

Este valor se encuentra dentro de rango de operación establecida en los antecedentes bibliográficos.

El diseño propuesto en esta sección para los reactores SBR se consultó y corroboró con empresas especialistas en brindar asesoramiento, diseño e instalación para este tipo de tratamiento secundario.

Zona de entrada

El efluente ingresará por conducción a gravedad desde el sedimentador primario en la parte media superior del tanque, para evitar el taponamiento de dicha cañería durante el proceso de sedimentación.

Se propone la colocación de un deflector de 90° a lo ancho del reactor para forzar al afluente a ingresar más cerca del fondo del mismo de manera homogénea, entrando en contacto con la biomasa sedimentada del ciclo anterior.

Zona de salida

Se propone la colocación de un recolector superficial flotante. El encabezado tiene múltiples ranuras por donde se recolecta el agua tratada, que es conducida a una tubería conectada a la pared del tanque cerca de la parte inferior (figura 6.1.16).

El recolector permite retirar una fina capa de agua sin perturbar capas inferiores y asegura que el lodo decantado no se elimine. El movimiento ascendente o descendente del tubo central de recolección, así como también la cantidad de agua y la profundidad se pueden ajustar dentro de un rango de operación dependiendo del diseño de tratamiento deseado y puede adaptarse a diferentes requisitos de calidad de agua final deseada.

El funcionamiento de este equipo está establecido con el sistema de control PLC. El dispositivo de captación se activa en la etapa de vaciado a un tiempo determinado con la apertura de la válvula de salida y destrabando el mecanismo que lo mantiene en posición vertical. El fluido comienza a salir por gravedad a un caudal de salida que viene determinado por la superficie de los ranuras y del tubo de salida del recolector (Ketchum, 1997).

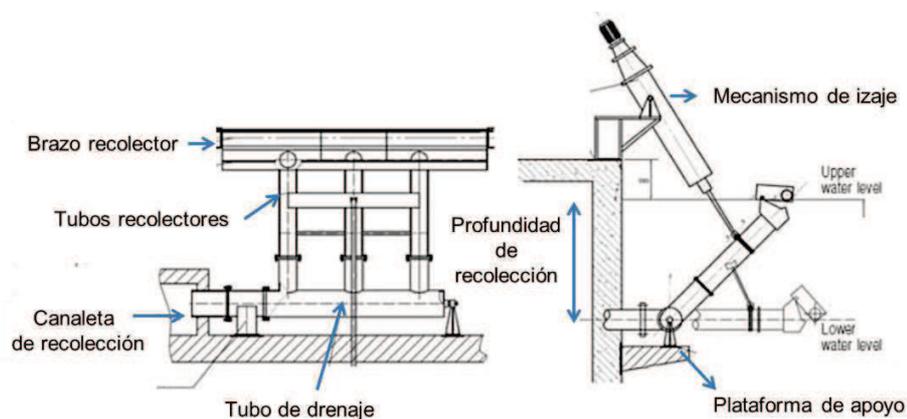


Figura 6.1.16: Recolector superficial, vista superior y lateral respectivamente.

Fuente: Adaptación de KLXB Water Decanter.

Al detenerse la etapa de vaciado, se envía una señal al mecanismo de accionamiento para volver el decantador a su posición inicial. Durante las demás etapas,

la válvula de salida del reactor permanecerá cerrada y este equipo de captación permanece en posición vertical.

El caudal de descarga se obtiene a partir del tiempo de vaciado propuesto y el volumen variable que debe ser recolectado en dicho tiempo. Con el volumen variable, también se define la profundidad de recolección máxima.

V_F : Volumen variable = 40,5 m³

T_D : Tiempo de descarga = 2 horas

Q_D : Caudal de descarga = 20,25 m³/h

H_R : Profundidad de recolección = 2 m

Se propone la instalación de un equipo de acero inoxidable para esta capacidad de vaciado, de longitud máxima de 2,5 metros. El sistema se sostiene sobre una base de apoyo de 30 cm de ancho y el sistema de flotación se encuentra incorporado al equipo en el encabezado, de manera tal que siempre se mantenga al nivel de la superficie del agua durante la etapa de vaciado.

En la figura 6.1.17 se muestra en detalle el brazo captador. Se diseñan las ranuras de captación, las cuales recolectan el agua 20 cm por debajo de la superficie, para evitar el arrastre de partículas flotantes o espumas que puedan generarse. El brazo recolector es de 1,5 metros de ancho y posee 9 ranuras por donde ingresa el sobrenadante.



Figura 6.1.17: Vista en detalle del brazo captador del decantador superficial de vaciado. Los dos cilindros externos corresponden al sistema de flotación y el central contiene las ranuras de recolección de efluente tratado. Fuente: Elaboración propia.

Posee 3 cañerías de recolección del mismo tamaño que se unifican a la de salida del reactor. Para calcular el diámetro del caño de salida se utiliza la fórmula de Manning (ecuación 6.42) para una velocidad de flujo de 0,5 m/s. El diámetro del tubo de salida es de DN 110mm, su conducción a gravedad y desemboca a la CTMyMC.

Las medidas resumen se muestran en la tabla 6.1.7.

Zona de barros

Para calcular la producción de lodos, primero se calcula el tiempo de retención celular mínimo necesario para que la biomasa pueda cumplir con su función de tratamiento. Se adopta un tiempo de retención celular, que sea 20 veces mayor al mínimo para asegurar la estadía adecuada de lodos. Por último, se multiplica por el factor de efectividad para obtener el tiempo de retención celular efectivo (ecuación 6.35).

θ_c : Tiempo de retención celular = 18 días (valor adoptado)

Este valor, junto con las demás constantes adoptadas y los parámetros de diseño se reemplazan en la ecuación 6.36 para obtener la producción de lodos.

Y : Coeficiente de relación entre masa de células formadas y masa de sustrato consumido = 0,6 mgSSV/mgDBO (valor adoptado)

k_d : Coeficiente de descomposición endógena = 0,014 d⁻¹ (valor adoptado)

P_x : Producción de lodos = 46,30 kg/d por reactor

Esta producción de lodos es la que debe purgarse de cada reactor SBR diariamente. Considerando una densidad de lodos típica, se calcula el volumen de lodos que deben ser purgados diariamente.

ρ_{lodos} : Densidad de lodos = 1015 kg/m³ (adoptado de Metcalf & Eddy, 2003)

Q_{lodos} : Caudal de lodos purgados = 0,1 m³/d por reactor

Considerando el caudal de efluente de ingreso, se encuentra que la generación de lodos es baja (1%), asociado a la eficiencia del sistema SBR.

Para la descarga de barros, se propone colocar cañerías de salida laterales a distintas alturas del fondo del reactor. Esta disposición permite la extracción de lodos a

diferentes alturas del manto, que no solo es beneficioso cuando alguna salida se obstruye, sino que también permite realizar análisis sobre la decantación del lodo.

Para que el proceso biológico funcione adecuadamente, es necesario que los MLVSS del efluente presenten condiciones óptimas de decantación. Las características de sedimentación de los lodos pueden evaluarse mediante ensayos simples. Uno de ellos es el índice volumétrico de lodo (IVL), donde se cuantifica el volumen de lodos expresado en ml/g (mililitros ocupados por 1g de MLSS expresado en peso seco, después de sedimentar durante 30 minutos en una probeta graduada de 1000ml). Generalmente las relaciones entre el IVL y las características de sedimentación y compactación de los lodos se consideran:

- Menor 80 ml/g: Excelente
- Entre 80 y 150 ml/g: Moderado
- Mayor a 150: Pobre

Por último, es necesario corroborar que el volumen de lodo ocupado al momento de sedimentación no supere el volumen fijo del tanque SBR. Para eso, se calcula la masa total de lodo en el reactor SBR dividida por la concentración de biomasa en la purga.

$$V_x = \frac{M_x}{X_p} = \frac{X \cdot V}{X_p}$$

M_x : Masa de lodo en el reactor = 324 kg

X_p : Concentración de biomasa en la purga = 9000 mg/l (valor adoptado)

V_x : Volumen de lodo generado = 36 m³

Si se divide el volumen de lodo por la superficie del reactor, se obtiene la altura de la manta de lodos.

H_x : Altura de la manta de lodos = 1,77 m

Esta altura es menor a la profundidad de diseño para la porción de volumen fijo del reactor. Es importante disponer de un buen sistema de vaciado del reactor y considerar la purga de lodos en el momento adecuado de la etapa de descarga para evitar el arrastre de los mismos.

La purga de lodos se realiza de manera manual. Ambos reactores se deben purgar durante el horario de la jornada laboral y será realizado y controlado por el operador de la planta. No se considera necesario automatizar este proceso.

Los lodos de ambos reactores se dispondrán provisoriamente en una tolva de 45° de 600 litros de capacidad, donde el lodo permanecerá 1 día, lo suficiente para reducir su volumen casi en un 50%.

El sobrenadante se recircula nuevamente al sistema de tratamiento y el concentrado de lodos podrá extraerse por la parte inferior de la tolva. Queda en manos de la imprenta la decisión de los tratamientos siguientes a ser aplicados sobre los mismos y su correcta gestión para disposición final.

6.6.3. Requerimiento de oxígeno

Las etapas aireadas serán las de llenado, proceso e inactividad. Durante el resto de las etapas no se producirá la oxigenación del efluente dado que se necesitan condiciones estancas para que se lleve a cabo la sedimentación, el vaciado y la purga.

Poseer etapas de anoxia es beneficioso para promover presiones de selección de organismos no filamentosos en la biomasa suspendida, para dar lugar a un sedimento de decantación rápida (Bungay, S., Humphries, M., & Stephenson, 2007).

El proceso de aireación es un proceso de transferencia de masa gas-líquido, en la cual la difusión de interfase ocurre cuando una fuerza impulsora es creada por desviación del equilibrio (Eckenfelder, 2001). La velocidad de difusión de un gas disuelto en un líquido depende de las características del gas y del líquido, la temperatura, el gradiente de concentración y el área transversal a través de la cual se produce la difusión.

El proceso de difusión se pueden expresar mediante la ley de Fick:

$$N = -D_L A \frac{dC}{dy}$$

N : Transferencia de masa [kgO₂/h]

A : Área transversal a través de la cual se produce la difusión [m²]

D_L : Coeficiente de difusión

$\frac{dC}{dy}$: Gradiente de concentración perpendicular a A

Esta ecuación se puede expresar en términos de una película de gas y líquido según:

$$N = K_L A (C_S - C_L) = \frac{D_L}{Y_L} A (C_S - C_L) \quad \text{Ecuación 6.37}$$

C_S : Concentración de saturación del oxígeno = 9,17 mg/l

C_L : Concentración de oxígeno disuelto [mg/l]

K_L : Coeficiente de la película líquida [m/h]

Y_L : Espesor de la película líquida [m]

Para gases poco solubles como el oxígeno y el dióxido de carbono, la resistencia de la película líquida controla la tasa de transferencia de masa. Para estos gases, la ecuación anterior puede expresarse en unidades de concentración según:

$$\frac{dc}{dt} = \frac{1}{V} N = K_L \frac{A}{V} (C_S - C_L) = K_L a (C_S - C_L) \quad \text{Ecuación 6.38}$$

V : Volumen del líquido [m³]

$K_L a$: Coeficiente pelicular de transferencia [m³/sm³]

El conocimiento de las necesidades de oxígeno para efectuar el consumo de DBO resulta imprescindible a la hora de diseñar el equipo de aireación. El consumo total de oxígeno viene dado por el utilizado para la oxidación del sustrato con el objeto de proporcionar energía a las células y para el proceso de respiración endógena.

Como se mencionó anteriormente, el oxígeno requerido para el metabolismo energético está representado por una fracción del sustrato consumido utilizado para energía en función del consumo total de sustrato.

α : el fracción de sustrato consumido utilizado para metabolismo energético

α : kgDBO consumida para metabolismo energético/kgDBO total consumida = 0,65

$$kgO_2(\text{metabolismo energético}) = \alpha Q(S_0 - S)$$

Por otro lado, en la fase de respiración endógena, se oxida materia celular para satisfacer las necesidades energéticas y de mantenimiento. Bajo esta condición y suponiendo que la fórmula química básica de la biomasa es $C_5H_7NO_2$, la oxidación celular correspondiente viene dada por la reacción:



A partir de los pesos moleculares de la biomasa y del oxígeno consumido en esta reacción, se desprende el factor 1,42 (igual a 160/113) que corresponde a los kilogramos de oxígeno requeridos para oxidar 1 kg de MLVSS mediante el proceso de respiración endógena (Ramalho, 2003).

Este factor relaciona el coeficiente de respiración endógena o descomposición microbiana k_d , que relaciona la fracción de MLVSS oxidado, y el coeficiente b , que relaciona el oxígeno utilizado por MLVSS en el reactor.

$$1,42 = \frac{b}{k_d}$$

b: Cantidad de O_2 por masa de MLVSS en el reactor [$kg O_2/kg MLVSS$]

$$kgO_2(\text{respiración endógena}) = bXV$$

Por lo tanto, para el cálculo de la cantidad teórica necesaria de oxígeno, se deben considerar ambos términos.

$$AOR = kgO_2(\text{metabolismo energético}) + kgO_2(\text{respiración endógena})$$

$$AOR = a Q(S_0 - S) + bXV \quad \text{Ecuación 6.40}$$

AOR: Requerimiento de oxígeno (Actual Oxygen Transferred) [kgO_2/kWh]

Otra manera de estimar el oxígeno requerido por el sistema considera un factor de conversión del sustrato consumido y resta el término de la respiración endógena asociada al fango que debe ser purgado diariamente del sistema.

Entonces, la cantidad de oxígeno que necesita un reactor aerobio viene dada por:

$$AOR = \frac{Q(S_0 - S)}{f} - 1,42 P_x \quad \text{Ecuación 6.41}$$

f: Factor de conversión = 0,65 (valor adoptado)

Debe tenerse en cuenta que en ambos casos, no contempla el oxígeno empleado en la nitrificación, ya que se desarrolló únicamente sobre la base de la demanda de oxígeno de la materia carbonosa.

Reemplazando los parámetros correspondientes en cada ecuación (6.40 y 6.41) se obtiene la transferencia de oxígeno. Se decide mantener el valor calculado a partir de la ecuación 6.41 que arroja un valor mayor para el *AOR*.

$$AOR = 3,11 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$$

Generalmente, los proveedores de sistemas de aireación designan la capacidad de transferencia de oxígeno de los equipos en términos de oxígeno transferido por kWh bajo condiciones normalizadas (agua de canilla a 20°C y oxígeno disuelto 0 mg/l); llamado Standard Oxygen Rating (SOR).

Se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$SOR = \frac{AOR}{\left(\frac{\beta C_{walt} - C_L}{C_S}\right) \alpha (1,02)^{T-20}} \quad \text{Ecuación 6.42}$$

SOR: Standard Oxygen Rating [kgO₂/kWh]

β : Factor de corrección por salinidad y tensión superficial = 0,95 (valor adoptado)

C_{walt} : Concentración de saturación de oxígeno a temperatura y presión dados = 9,09 mg/l a 20°C y 101.3 kPa.

α : Factor de corrección de la transferencia de oxígeno para agua residual = 0,85 (valor adoptado)

T: Temperatura del aire = 25°C (valor adoptado)

Reemplazando el valor de *AOR* en esta ecuación se obtiene entonces la capacidad transferencia de oxígeno:

C_L : Concentración de oxígeno disuelto = 2 mg/l (valor adoptado)

$$SOR = 4,73 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$$

Equipo de aireación

Se analizaron dos opciones muy utilizadas en tanques SBR para entregar la cantidad de oxígeno requerida por el sistema. Una alternativa consiste de una parrilla de difusores de membrana de burbuja fina y la otra es la colocación de aireadores sumergibles (figura 6.1.18).

Los aireadores sumergibles son equipos robustos, de mantenimiento sencillo, de fácil instalación y pueden ser extraídos del reactor a través de un sistema de correa para su reacondicionamiento. Además, no requieren de compresores dado que la misma rotación del equipo genera que succionen aire y lo expulsen en el fondo del tanque. Las desventajas de estos equipos es la elevada potencia requerida, el elevado coste de cada equipo y, principalmente, la baja eficiencia en la transferencia de oxígeno.

Los difusores, en cambio, son reconocidos por su elevada eficiencia en la transferencia de oxígeno y su costo de inversión inicial no es tan elevado. Las desventajas de estos equipos es el elevado mantenimiento que requieren para evitar el taponamiento de los mismos.



Figura 6.1.18: Equipos de aireación: difusores de membrana de burbuja fina y aireadores sumergibles respectivamente.

Luego de hablar con especialistas en aireación y comparar los costos-beneficios de cada sistema, se propone la instalación de difusores de membrana de burbuja fina, los cuales se colocarán sobre una parrilla fija, próximos al fondo del reactor.

Los difusores estarán equipados con una membrana que no requieran de inyección continua de aire para evitar su colmatación. Será de EPDM termoflexible, ajustable mediante abrazaderas de acero inoxidable. El cuerpo del difusor será de una sola pieza fabricado en ABS.

Cada difusor cuenta con una válvula de retención integrada para eliminar el retroceso del flujo dentro del sistema de aireación, permitiendo la operación intermitente.

La válvula de retención no deberá impedir el paso del aire y mantendrá la pérdida de carga a un mínimo.

Para determinar la cantidad de difusores necesarios, es necesario conocer las variables que intervienen en la capacidad de transferencia de oxígeno de cada difusor que son la profundidad del reactor, el caudal de aire por difusor y la densidad de difusores por superficie.

Para los cálculos iniciales se utilizan las especificaciones técnicas de los difusores *Repicky RG-300*. El caudal de diseño del difusor que es de 5 m³/h medidos a 20° C y presión atmosférica normal (ver especificaciones técnicas del difusor en figura A.6.8 en anexo). Se adopta inicialmente una distribución superficial de difusor por metro cuadrado y se calcula la cantidad de difusores totales para cada reactor en función de su superficie.

Densidad de difusores= 1 por m²

S: Superficie del reactor = 20,25 m²

Cantidad de difusores = 21 por reactor

Para la profundidad del reactor de 4 metros, el caudal de aire transferido por difusor por m² es de 320 gO₂/h. Multiplicando este caudal de aire con la cantidad de difusores, se obtiene el caudal de aire transferido total por reactor.

$SOR' = 6,72 \text{ kgO}_2/\text{kWh} (> SOR)$

Se observa que este valor es mayor al SOR calculado anteriormente, por lo tanto, una distribución de 1 difusor por metro cuadrado es suficiente para mantener la oxigenación óptima de cada reactor considerando un factor de seguridad.

El sistema estará compuesto de cañerías de PVC que se montan sobre una estructura de acero inoxidable, que le brinda rigidez y el peso suficiente para que quede correctamente posicionado en el fondo del reactor. Cada ramal de aireación tendrá una válvula de regulación para el control individual del flujo de aire. El tanque tendrá un sistema para la medición de caudal de aire con alarma en caso de bajo caudal que puede deberse por taponamiento de los difusores o bloqueo de la alimentación.

Teniendo en cuenta la cantidad de difusores y el diámetro de cada uno (0,31 m), se propone disponer una parrilla de 3x7 difusores distanciados a 0,57 metros aproximadamente.

Equipo de suministro de aire

Los sopladores de aire a instalar deberán suministrar el caudal de aire óptimo a los difusores. El aire debe sufrir un proceso de compresión para que pueda salir a través de los difusores, es decir, la presión del aire comprimido debe ser mayor a la presión absoluta que se ejerce sobre los difusores.

La potencia necesaria del soplador a las condiciones de presión requeridas por el sistema viene dada por la siguiente ecuación:

$$P = \frac{0,22Q}{\eta} \left[\left(\frac{p}{14,7} \right)^{0,283} - 1 \right] \quad \text{Ecuación 6.43}$$

P : Potencia teórica [HP]

Q : Caudal de aire [pmc]

p : Presión de trabajo [psia]

η : Eficiencia del soplador = 0,8 (adoptado)

La presión de trabajo viene dada por la pérdida de carga de los difusores y la presión que ejerce la columna de agua sobre los mismos, considerando que los difusores se colocan a 20cm del fondo del reactor.

$$p = p_{atm} + p_{carga} + p_h = p_{atm} + p_{carga} + \rho gh \quad \text{Ecuacion 6.44}$$

p_{atm} : Presión atmosférica = 14,7 psi

p_{carga} : Perdida de carga de difusores = 0,6 psi (40 mbar para 5 m³/h)

ρ : Densidad del líquido

g : Gravedad

h : Profundidad del reactor

p_h : Presión hidrostática = 5,4 psi (372,11 mbar)

p : Presión de trabajo = 20,7 psi

Por otro lado, el caudal de aire necesario para seleccionar el soplador que se ajuste a las condiciones de diseño de aireación se obtiene:

$$Q_{aire} = \frac{SOR'}{\eta \rho_{aire} \omega} \quad \text{Ecuación 6.45}$$

η : Eficiencia del difusor = 0,25

ρ_{aire} : Densidad del aire = 1,2 kg/m³ a 20°C y 1 atm

ω : Fracción de oxígeno en el aire = 0,22

Reemplazando el SOR', obtenemos el caudal de aire necesario:

$$Q_{aire} = 87,12 \text{ m}^3_{aire}/\text{kWh} = 65 \text{ m}^3_{aire}/\text{HP} = 38,26 \text{ pcm}/\text{HP}$$

Reemplazando en la ecuación 6.43, obtenemos la potencia en HP del soplador:

P : Potencia teórica = 1,07 HP

Se propone la instalación de un soplador *Repicky R100* de 1,6 HP (figura A.6.9 en anexo).

Es necesario controlar la presión con la que se suministra aire, la cual varía de acuerdo al estado del difusor. Cuando la presión comienza a aumentar, el volumen de aire entregado comienza a reducirse y el proceso de aireación se vuelve ineficiente y las placas deben limpiarse o reemplazarse.

Se propone contar con 3 sopladores de aire, donde uno estará en stand-by y deberá poder suplantar a cualquiera de los otros dos sopladores. Los mismos se instalarán en una sala que deberá contar con un sistema de insonorización general.

Las bombas de aire estarán colocadas en una plataforma ubicada 20 cm sobre el nivel del agua para evitar que el agua que entra por los difusores llegue hasta las bombas por capilaridad, causando daños al equipo (Dautan, Perez, Contreras, & B., 1998).

6.6.4. Regulación del pH

Es necesario controlar el pH de ingreso al reactor biológico SBR. Según los análisis de laboratorio efectuados, el pH desciende bruscamente luego del tratamiento fisicoquímico por coagulación, floculación y sedimentación. El pH óptimo para tratamientos biológicos es alrededor de 7.

Por lo tanto, se propone instalar un dosificador de solución volumétrico en línea a la salida del sedimentador primario para la inyección del regulador de pH.

6.6.5. Variables y medidas resumen de la unidad

Las variables y medidas resumen se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 6.1.7: Variables y medidas resumen de los reactores SBR

Dimensión [unidades]		Valor
DBO [mg/l]	S_o	2490
DBO Salida [mg/l]	S	120
Eficiencia del tratamiento [%]	η	95
Temperatura [°C]	T	20
Biomasa [mg/l]	X	4000
Numero de reactores	n	2
Ciclos por reactor	m	1
Velocidad [d ⁻¹]	μ_{max}	1,20
Constante sustrato [mg/l]	K_s	100
Coeficiente de relación	Y	0,60
Constante de reacción [d ⁻¹]	k	2,00
Constante de decaimiento [d ⁻¹]	K_d	0,0135
Tiempo de llenado [h]	T_F	4,50
Tiempo de proceso [h]	T_P	14,50
Tiempo de sedimentación [h]	T_S	2
Tiempo de vaciado [h]	T_V	2
Tiempo inactivo [h]	T_O	1
Tiempo del ciclo [h]	T_C	24
Tiempo efectivo [h]	T_E	19
Factor de efectividad [h]	f_E	0,79
Caudal de entrada [m ³ /h]	Q	9
Volumen variable [m ³]	V_F	40,50
Volumen fijo [m ³]	V_O	40,50
Volumen total de cada reactor [m ³]	V_T	81
Profundidad total [m]	H	4
Área de cada reactor [m ²]		20,25

Ancho de cada reactor [m]	A	3
Largo de cada reactor [m]	L	6,74
Alimento-Microorganismo [d^{-1}]	F/M	0,60
Zona de salida		
Caudal de recolección [m^3/h]	Q_R	20,25
Profundidad de recolección [m]	H_R	2
Ancho del brazo recolector [m]		1,50
Zona de barros		
Tiempo de retención celular [d]	θ_c	18
Tiempo de retención celular efectivo [d]	θ_c	15
Biomasa purga [mg/l]	X_p	9000
Producción de Fangos por reactor [kg/d]	P_x	46,30
Densidad de fangos [kg/m^3]	ρ_{lodos}	1015
Caudal de fangos total [m^3/d]	Q_{lodos}	0,10
Masa de lodos decantada [kg]	M_x	324
Volumen de lodos decantado [m^3]	V_x	36
Altura manto de lodos [m]	H_x	1,77
Sistema de aireación		
Factor de corrección	β	1
Factor de corrección	α	0,85
Concentración de saturación [mg/l]	C_s	9,17
Concentración de O ₂ disuelto [mg/l]	C_L	2
Temperatura [°C]	T	20
Factor de conversión	f	0,67
Requerimiento de O ₂ por reactor [kg/h]	AOR	3,11
Cantidad de oxígeno transferido [kg/h]	SOR	4,72
Caudal de diseño por difusor [m^3/h]		5
Densidad de difusores [difusor/ m^2]		1
Masa transferida [gO ₂ /h]		320
Cantidad difusores		21
Cantidad de oxígeno transferida [kg/h]		6,72 > SOR

6.7. Cámara tomadora de muestras y medidor de caudal (CTMyMC)

Se propone el diseño de una CTMyMC según las especificaciones de construcción establecidas por la Resolución MAyDS N°607/12 para caudales hasta $25 \text{ m}^3/\text{h}$.

Su función principal es la medición del caudal de salida del sistema de tratamiento volcado a la red cloacal y para facilitar la toma de muestras para las mediciones de control de calidad final del efluente. Las condiciones deseables de uniformidad de velocidad se consiguen a través de placas deflectoras verticales, que se colocan a la salida del caño de entrada.

Las medidas resumen se muestran en la tabla 6.1.8 y se ilustran en la figura 6.1.19.

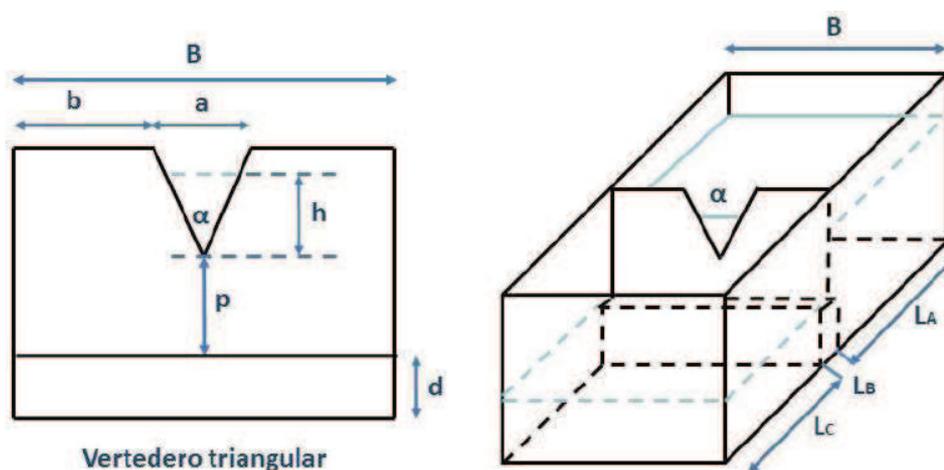


Figura 6.1.19: Vertedero triangular y CTMyMC. Fuente: Elaboración propia.

6.7.1. Medidas resumen de la unidad

En la siguiente tabla se muestran las medidas resumen para la CTMyMC según normativa vigente:

Tabla 6.1.8: Medidas resumen de la CTMyMC

Dimensión [unidades]		Valor
Angulo del vertedero [°]	α	30
Carga máxima [m]	h_{max}	0,25
Resguardo [m]		0,03
Espesor de la placa [mm]	e	2
Ancho total de la cámara [m]	B	0,60
Largo total de la cámara [m]	L	0,85
Distancia hasta base de apoyo del vertedero [m]	L_A	0,40
Ancho base de apoyo del vertedero [m]	L_B	0,10
Distancia desde base de apoyo del vertedero [m]	L_C	0,30
Distancia hasta la base del vertedero [m]	p	0,20
Altura base de apoyo de la plancha [m]	d	0,20
Ancho del vertedero [m]	a	0,15
Ancho costado del vertedero [m]	b	0,23

6.8. Dosificadores de solución

Se propone la instalación de dosificadores por vía húmeda debido a la mayor exactitud en la dosificación y por la sencillez de su operación y mantenimiento (RAS, 2000). La mayoría de los alimentadores químicos utilizados en las plantas de tratamiento de aguas residuales son del tipo de desplazamiento positivo (Shammas, 2005).

Los dosificadores deben disponer de controles que permitan ajustar la cantidad de compuesto químico según la demanda y deben tener un sistema de medición que permita determinar la dosis que está siendo aplicada.

Se disponen dosificadores separados para cada uno de los productos químicos a emplear durante el sistema de tratamiento. En lo posible, es recomendable tener unidades de dosificación de reserva para ser utilizada en caso de daño o malfuncionamiento de la unidad principal.

Deben ubicarse de manera estratégica, teniendo en cuenta el punto de aplicación y la facilidad de acceso para la operación y alimentación. Cada solución de los compuestos químicos a emplear se prepara en tanques de almacenamiento y

alimentación, provistos para tal fin, a una concentración predeterminada, previo a cada jornada laboral.

Se propone la instalación de dosificadores volumétricos (figura 6.1.20) donde el paso del agua actúa como pistón motor que mueve el pistón dosificador, aspirando la sustancia química e inyectándola al agua canalizada. Estos equipos se caracterizan por su precisión y facilidad de ajuste.

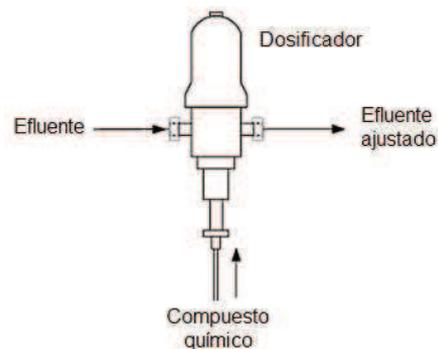


Figura 6.1.20: Esquema de dosificador de solución volumétrica.

Fuente: Adaptación de Mirbla S.A.

Se propone la instalación de una bomba volumétrica, la cual se utilizan cuando se precisa una velocidad de descarga de líquido exactamente controlada. Estas bombas suelen utilizarse para la dosificación de efluente (Coulson & Richardson, 2004).

6.9. Tanques de almacenamiento

6.9.1. Tanques de almacenamiento para insumos químicos

Para la dosificación de cada reactivo químico, será necesario disponer de depósitos de almacenamiento, a partir de los cuales cada dosificador succionará para inyectarlos a las tuberías.

Los tanques son de PVC de alta resistencia, químicamente inalterable, protegido con aditivos y estabilizadores, construido en una sola pieza sin costuras y de geometría cilíndrica.

Se dimensionan depósitos para el suministro de 7 días para el coagulante y floculante. Considerando una dosificación de los reactivos de 2,5 ml/l de efluente, se propone colocar tanques de almacenamiento de 1500 litros para el suministro semanal.

Para el depósito de reguladores de pH, se calcula el volumen necesario para el suministro diario de compuesto químico en función al máximo utilizado en laboratorio. Para llevar el efluente a pH óptimo, tanto antes del proceso de coagulación como antes del ingreso al reactor SBR, se requieren de 15ml/l de efluente. Por lo tanto se requiere de dos depósitos diarios de 1200 litros.

6.10. Sistemas de conducción

Para los sistemas de conducción y descarga de plantas de tratamiento se adopta el transporte por conductos cerrados, para evitar toda posibilidad de riesgo a la salud humana y al ambiente (ENOHSa).

Para el trazado de las líneas de conducción se considera principalmente que sean de menor longitud posible, evitar cambios de dirección y bombeos innecesarios.

Desde el punto de vista hidráulico, se plantea una línea de conducción a presión para el ingreso del efluente a la cámara de coagulación, mediante el bombeo desde la cámara de equalización y neutralización. Las demás líneas de conducción entre las unidades de tratamiento son de escurrimiento a gravedad, con una pendiente mínima recomendada de 3‰.

Las cañerías están hechas de diversos materiales, siendo el cloruro de polivinilo (PVC) ampliamente utilizado en las conducciones de agua residual (McCabe et al., 2007). Las ventajas que presenta este material es la inercia a la corrosión por lo que no requiere recubrimiento protector interno, resistente a cargas externas, liviano, económico y de fácil manejo e instalación; algunas precauciones son no exponerlo a temperaturas de trabajo mayores a 50°C ni a los rayos solares directos para evitar su degradación (RAS, 2000). Es un material completamente hermético y presenta además bajos coeficientes de rugosidad, lo que implica una mayor eficiencia hidráulica.

Por lo tanto, el material de las tuberías, de las conexiones, accesorios y otros componentes será PVC.

Para simplificar el cálculo de la conducción mediante cañerías, se supone que el efluente que se transporta por las mismas es un fluido ideal, es decir, un fluido no viscoso, incompresible (la densidad del fluido permanece constante con el tiempo), irrotacional (no hay movimiento angular del fluido) y que se mueve bajo régimen estacionario (velocidad

constante con el tiempo). Se considera régimen turbulento dentro de las cañerías de conducción entre las unidades, es decir, el perfil de velocidades del fluido se considera completamente desarrollado en todo el conducto.

Para la conducción a presión, las principales magnitudes geométricas de la sección transversal de una tubería (ver figura 6.1.21) son el diámetro nominal (DN) que corresponde a la designación técnica y comercial del diámetro de la tubería, el diámetro exterior (DE) que representa el máximo de sección de la tubería y el diámetro interior (DI) que corresponde al diámetro hidráulicamente aprovechable (ENOHSa).

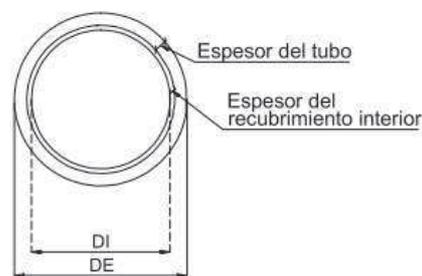


Figura 6.1.21: Sección transversal de tubería de conducción. Fuente: ENOHSa.

Para el caso de las tuberías de PVC, el DN corresponde al DE y la clase de las tuberías es lo que define el espesor de la pared y, por lo tanto, la presión máxima que la instalación puede soportar. En la figura A.6.10 se muestran algunos DN y espesores para cada clase de tubería de PVC.

En las tuberías de impulsión de aguas residuales, la velocidad mínima debe ser de 0,5 m/s (Hess, 1981). La velocidad máxima para tuberías de PVC es de 5 m/s, pero generalmente se adopta un coeficiente de seguridad que lleva a fijar una velocidad media máxima admisible de 3 m/s o menor (ENOHSa).

Para respetar esta velocidad máxima admisible y en función al caudal máximo a transportar, es necesario colocar una tubería de diámetro mínimo de 40mm.

Generalmente, los diámetros de la tubería a la salida de la bomba son de 50mm. Para evitar la colocación de reducciones en el sistema de cañerías, aumentando la pérdida de fricción consecuentemente, se propone la colocación de cañerías del mismo diámetro que el especificado en la bomba. Por lo tanto, se propone la colocación de tuberías de a presión de PVC de DN 50mm de clase 6 y se corrobora que la velocidad de flujo no supere la máxima recomendada.

Q : Caudal = $12 \text{ m}^3/\text{h} = 3,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

DN : Diámetro nominal = 50 mm

e : Espesor de la tubería clase 6 = 1,8 mm

D : Diámetro interno = 48,4 mm

A : Sección = $0,002 \text{ m}^2$

v : Velocidad de flujo = 1,8 m/s

Las cañerías hasta la cámara de coagulación y la de regreso a la cámara de equalización serán de las mismas medidas. Dicha cañería tendrá una longitud vertical aproximada de 5,8 metros.

Para el dimensionamiento de tuberías por conducción a gravedad, se utiliza la fórmula de Manning para los cálculos hidráulicos:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuacion 6.42}$$

v : Velocidad de flujo [m/s]

n : Coeficiente de Manning = 0,011 para PVC

R_h : Radio hidráulico [m]

I : Pérdida de carga o pendiente = 0,3% (valor adoptado)

El R_h se puede escribir como el cociente entre el área mojada y el perímetro mojado de la cañería según

$$R_h = \frac{A}{P_m} \quad \text{Ecuacion 6.43}$$

A : Sección mojada

P_m : Perímetro mojado

Para una tubería parcialmente llena, las relaciones de sección mojada, perímetro mojado y radio hidráulico se obtienen según:

$$A = \frac{1}{8}(\theta - \sin \theta)D^2$$

$$P_m = \frac{1}{2}\theta D \quad \text{Ecuaciones 6.44}$$

$$Rh = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) D$$

θ : Ángulo desde la superficie de la lámina hasta el centro del tubo [°]

D : Diámetro de la cañería [m]

Para el diseño comúnmente se considera que la tubería se encuentra parcialmente llena, donde la relación entre el diámetro de la tubería y la lámina de agua (d) es 0,75 (figura 6.1.22).

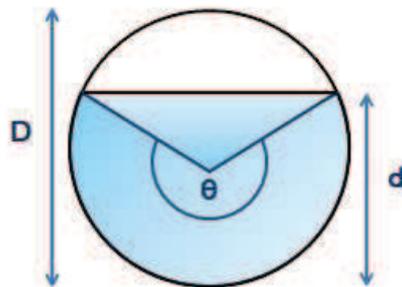


Figura 6.1.22: Tubería parcialmente llena.

Bajo esta condición, el ángulo formado desde la superficie del agua hasta el centro del tubo es de 120° y las relaciones de sección mojada, perímetro mojado y radio hidráulico se obtienen según (ver también figura A.6.11 en anexo):

$$A = 0.6319 D^2$$

$$Pm = 2.0944 D \quad \text{Ecuaciones 6.45}$$

$$Rh = 0.3017 D$$

Se diseña el sistema de conducción a gravedad con una pendiente igual a la mínima recomendada.

Cuando el flujo es por gravedad, se favorecen las velocidades más bajas menores de 0,5 m/s.

Adoptando una velocidad de escurrimiento y reemplazando el caudal de diseño, se obtiene el área que representa la sección mojada. Reemplazando el valor hallado en las ecuaciones 6.42, se obtiene el diámetro de las cañerías por conducción a gravedad:

I : Pérdida de carga o pendiente = 0,3%

v : Velocidad de flujo = 0,5 m/s

Q : Caudal = 9 m³/h

A : Sección mojada = 0,005 m²

D : Diámetro de la cañería = 0,09 m

Se propone la instalación de cañerías de DN 110mm, clase 4 para las conducciones por gravedad entre las unidades de tratamiento entre la salida de la cámara de coagulación hasta la entrada a los reactores SBR.

Para las demás conducciones se realizan los mismos cálculos.

Para la entrada y la salida de la cámara medidora de caudal se calcula el diámetro de la cañería para el caudal máximo registrado que debe transportarse.

v : Velocidad de flujo = 0,5 m/s

Q : Caudal = 17 m³/h

A : Sección mojada = 0,095 m²

D : Diámetro de la cañería = 0,12 m

Se propone la instalación de cañerías de DN 125mm, clase 4 para las conducciones por gravedad para la entrada a la cámara medidora de caudal y la salida de la misma hasta la cámara de equalización.

Por último, para la salida del reactor SBR se obtiene:

v : Velocidad de flujo = 0,5 m/s

Q : Caudal = 20,25 m³/h

A : Sección mojada = 0,0075 m²

D : Diámetro de la cañería = 0,11 m

Se propone la instalación de cañerías de DN 125mm, clase 4 para las conducciones por gravedad desde la salida de los reactores SBR hasta la CTM final.

En todos los casos, se deben evitar los estancamientos de material sedimentable y el diseño adoptado deberá contemplar la velocidad mínima de transporte para verificar la condición de autolimpieza.

6.10.1. Pérdidas de carga en conducciones

El caudal transportado depende de la rugosidad de las paredes internas de la tubería, a través del coeficiente de fricción f en tuberías de escurrimiento a presión y del coeficiente de fricción de Manning n en escurrimientos a superficie libre, del desnivel hidráulico (la pérdida de carga en escurrimiento a presión y la pendiente longitudinal para escurrimiento libre) y la sección mojada, directamente proporcional al diámetro interno de la tubería.

Las pérdidas de carga son proporcionales al cuadrado de la velocidad de circulación del fluido por la cañería. Con pocas excepciones, las pérdidas de carga en el interior de unidades de la planta a través de las cuales el agua residual fluye con velocidad muy baja, pueden ser despreciadas (Hess, 1981). Para las cañerías por conducción a gravedad se despreciarán las pérdidas de carga localizadas, dado que se colocarán únicamente válvulas de compuerta entre cada unidad de tratamiento, que se encuentran completamente abiertas durante en funcionamiento normal de la planta.

Para el cálculo hidráulico y la determinación de las pérdidas por fricción en tuberías a presión debe utilizarse la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L v^2}{D 2g} = f \frac{8 L Q^2}{g \pi^2 D^5} \quad \text{Ecuación 6.46}$$

h_f : Pérdida de carga debida a la fricción [m]

f : Factor de fricción de Darcy

L : Longitud de la cañería [m]

D : Diámetro de la tubería [m]

\bar{v} : Velocidad media de escurrimiento del líquido [m/s]

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 N

Q : Caudal de diseño [m³/s]

El coeficiente f puede evaluarse mediante una carta gráfica del factor de fricción (adaptación del diagrama de Moody, figura A.6.12 del anexo), que es una representación del log (f) en función del log (Re). Para tuberías rugosas de sección circular se vuelve independiente del número de Reynolds (Re) para $Re > 10^6$ (McCabe et al., 2007). Se puede obtener mediante la siguiente ecuación empírica para esta región:

$$f = 0.026 \left(\frac{k}{D} \right)^{0.24} \quad \text{Ecuación 6.47}$$

k : Rugosidad absoluta = 0,0015 mm para PVC

k/D : Rugosidad relativa

Para el diseño de los conductos se utiliza el número de Reynolds, que para régimen totalmente turbulento es mayor a $0,3 \cdot 10^5$.

$$Re = \frac{D\bar{v}\rho}{\mu} = \frac{D\bar{v}}{\nu} \quad \text{Ecuación 6.48}$$

Re : Número de Reynolds

D : Diámetro del tubo [m]

\bar{v} : Velocidad media de escurrimiento del líquido [m/s]

ρ : Densidad del líquido = 998,2 kg/m³ a 20°

μ : Viscosidad del líquido = 1,002 10⁻³ kN/m³ a 20°

ν : Viscosidad cinemática del agua = 1,003 10⁻⁶ m²/s a 20°

Reemplazando el diámetro de la tubería a presión y la velocidad media de escurrimiento adoptado anteriormente, se obtiene el número de Reynolds y se determina el régimen para la conducción de este fluido.

D : Diámetro del tubo = 0,0484 m

\bar{v} : Velocidad media de escurrimiento del líquido = 1,8 m/s

Re : Número de Reynolds = $0,8 \cdot 10^5$ (régimen turbulento)

Con el Re calculado y la rugosidad relativa, se obtiene el factor de fricción a partir del diagrama de Moody.

k/D : Rugosidad relativa = $3,1 \cdot 10^{-5}$

f : Factor de fricción de Darcy = 0,0048

Por último, reemplazando f y los demás parámetros de diseño en la ecuación 6.46 se obtiene la pérdida de carga continua debido a la fricción

Q : Caudal de diseño = $3,33 \cdot 10^{-3}$ m³/s (12 m³/h)

h_f : Pérdida de carga debida a la fricción = 0,1 m

Las pérdidas de carga se manifiestan en tuberías cerradas por pérdida de presión. Pueden ser pérdidas de carga continuas, originadas por fricción del líquido contra las paredes de la tubería, y pérdidas de carga localizadas, por el efecto producido por todos los accesorios colocados en la línea de conducción: válvulas, codos, reducciones o expansiones bruscas, entre otros.

En el diseño se colocan válvulas de cierre en cada conducto de entrada a una unidad de tratamiento, lo que permite aislar los tramos de las líneas de conducción y permitir efectuar reparaciones o limpieza de las mismas (ENOHSa).

Las pérdidas de carga por accesorios son proporcionales a la carga de velocidad del fluido y una constante característica (ecuación 6.49). En la tabla de la tabla A.6.13 del anexo se encuentran algunas de estas constantes.

$$h_f = K_f \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad \text{Ecuación 6.49}$$

K_f : Constante característica de accesorio.

Se consideran únicamente los accesorios en la línea principal de conducción, es decir, aquella que impulsa el efluente hasta la cámara de coagulación.

Los accesorios a instalar a la salida de la bomba de succión son 1 válvula de retención para evitar el retroceso del líquido una vez apagada la bomba, 1 válvula de compuerta completamente abierta, 2 codos de 90°, una reducción brusca por la boquilla de salida y una T para la bifurcación del caudal, donde una parte retorna a la cámara de equalización y la otra continúa hacia la cámara de coagulación. Se incluyen las pérdidas de carga generadas por las placas ojo de gato y las pérdidas de carga por la conexión de los dosificadores de solución en línea, considerándolos como reducciones graduales.

Reemplazando las constantes características de cada accesorio en la ecuación 6.49 y haciendo la sumatoria correspondiente, se obtiene la pérdida de carga localizada total.

$$K_f \text{ total} = 12,6$$

$$h_f \text{ Pérdida de carga por accesorios} = 2,1 \text{ m}$$

La pérdida de carga total representada por la suma de la pérdida continua y localizada es:

$$h_f: \text{Pérdida de carga total} = 2,2 \text{ m}$$

6.11. Sistema de impulsión

Se utiliza una bomba en un sistema de flujo para aumentar la energía mecánica de un fluido, la cual se emplea para mantener el flujo, proveer energía cinética, para compensar las pérdidas de fricción y aumentar la energía potencial (McCabe et al., 2007). Las bombas centrífugas y volumétricas tienen una amplia aplicación para el bombeo de aguas residuales (Hess, 1981).

La bomba se instala en una tubería de conducción y suministra la energía necesaria. Es recomendable que estas bombas estén instaladas al nivel mínimo de agua en el tanque de succión, para que trabajen constantemente cebadas (Hess, 1981). Se coloca además una válvula de retención que tiene por objetivo no permitir el vaciado de la línea de conducción cuando la bomba no opera (ENOHSa).

Para calcular la carga que debe desarrollar la bomba, se utiliza la ecuación de Bernoulli (ecuación 6.50), donde el agua residual ingresa a la bomba por la conexión de entrada (punto a) y se sale por la conexión de descarga (punto b).

Considerando una bomba de carga positiva (no autocebante), la cual se coloca a la altura del punto de descarga del tanque equalizador, el trabajo realizado por la bomba puede simplificarse como la sumatoria de la carga estática total (ΔZ) y la carga dinámica (h_f).

$$\frac{\eta W}{g} = \left(\frac{P_b}{g\rho} + Z_b + \frac{v_b^2}{2g} \right) - \left(\frac{P_a}{\rho g} + Z_a + \frac{v_a^2}{2g} \right) = (\Delta Z + h_f) \quad \text{Ecuación 6.50}$$

η : Eficiencia de la bomba

W : Trabajo realizado por la bomba [J]

g : Gravedad [N]

ΔZ : Carga estática [m]

h_f : Carga dinámica [m]

A su vez, la potencia suministrada a la bomba desde una fuente externa se calcula a partir del trabajo realizado por la bomba y la velocidad del flujo másico.

$$P_B = \dot{m}W = \gamma QW \quad \text{Ecuación 6.51}$$

P_B : Potencia de la bomba [W]

γ : Peso específico del líquido = $9,789 \cdot 10^3 \text{ N/m}^3$ a 20°C

Q: Caudal bombeado [m^3/s]

Combinando ambas ecuaciones presentadas, se obtiene:

$$P_B = \gamma Q \frac{(\Delta Z + h_f)g}{\eta} \quad \text{Ecuación 6.52}$$

La carga dinámica está representada por la pérdida de carga total calculada anteriormente de 2,2 metros.

La carga estática total se determina en función del desnivel topográfico existente entre el punto de descarga y el punto de succión de la bomba. Considerando el punto de succión en el tanque ecualizador ubicado en el subsuelo de la imprenta y el punto de descarga por encima de la cámara de coagulación ubicada en la planta baja de la imprenta, se obtiene una diferencia de altura de 5,8 metros aproximadamente.

La bomba deberá ser capaz de impulsar $12 \text{ m}^3/\text{h}$, de los cuales $9 \text{ m}^3/\text{h}$ serán impulsados a la cámara de coagulación y los $3 \text{ m}^3/\text{h}$ serán recirculados a la cámara de ecualización.

Se propone la instalación de una bomba *Tsurumi 50B*, utilizadas para impulsión de líquido residual con transporte de sólidos finos y cuyas condiciones de operación normal se adaptan perfectamente para requerimientos necesarios de impulsión de este sistema.

La potencia de esta bomba es de 0,75 kW, con una capacidad de bombeo de $0,21 \text{ m}^3/\text{min}$ ($12,6 \text{ m}^3/\text{h}$) desarrollando una altura total 8 metros trabajando a una eficiencia del 40%. En la figura A.6.14 se muestra la curva de operación del sistema.

Se sugiere la instalación de dos bombas, donde una es de reserva, necesaria para poder realizar el mantenimiento preventivo. Caso contrario, deberá reacondicionarse la bomba principal luego de la jornada laboral de ser necesario.

6.12. Sistema de control y automatización

Para garantizar la eficiencia del tratamiento debe controlarse la correcta operación de cada unidad de tratamiento.

Todo el proceso será controlado por un PLC (Controlador Lógico Programable) y un SCADA (Supervisión, Control y Adquisición de Datos), una aplicación mediante la cual se pueden visualizar todos los datos operativos de un sistema.

La operación de todo el sistema estará completamente automatizado mediante tableros eléctricos de comando, los cuales permiten el monitoreo constante de las variables de operación. El sistema de automatización y control está conformado por una fuente de alimentación, módulos de entrada y salida de información, una unidad de procesamiento y una unidad de comunicación.

El sistema será capaz de monitorear y controlar los arranques de las bombas de la planta, la apertura de válvulas, la dosificación de productos químicos, los niveles de agua y los niveles de lodos y mantenerlos entre los límites admisibles, garantizar una mezcla y aireación adecuada en las unidades que corresponda, controlar los parámetros fisicoquímicos en cada unidad, entre otros.

Para el control de estos procesos son necesarios equipos de medición, entre ellos, medidores de nivel, de caudal y de parámetros fisicoquímicos, conectados a la unidad de procesamiento central.

El operador podrá monitorear y controlar las variables desde el sistema y realizar las modificaciones necesarias para la operación óptima de la planta. Las mediciones y correcciones deben hacerse todo el tiempo para alcanzar el objetivo de tratamiento.

La instalación de un sistema de control no implica necesariamente un nivel de complejidad mayor durante la operación y mantenimiento o costos excesivos, al contrario, puede hacer una contribución significativa al ahorro en la supervisión y monitoreo.

6.13. Puesta en marcha

Para la puesta en marcha se toma un periodo de prueba y de puesta en servicio hasta alcanzar el funcionamiento en régimen de las instalaciones. Algunas de las pruebas que se realizan son:

- Pruebas de hermeticidad de las cañerías, canalizaciones y tanques
- Pruebas hidráulicas
- Pruebas electromecánicas
- Pruebas del sistema de aireación
- Prueba de control de calidad del tratamiento

La recepción provisoria se realiza después de la terminación de todas las pruebas sobre las estructuras y equipamientos y la obtención de resultados satisfactorios de la puesta en servicio de la totalidad de las instalaciones.

Por último, el periodo de observación tiene como objetivo verificar que la instalación funcione conforme a las exigencias requeridas. Se podrán solicitar durante este periodo todos los ajustes, reparaciones o modificaciones que se consideren necesarias. Pasado el periodo de observación se otorga la recepción del proceso a la empresa, acompañado de un periodo de asistencias técnica de duración fijada previamente.

6.14. Lugar destinado y análisis de la configuración espacial de las unidades de tratamiento

La empresa cuenta con una superficie cubierta total de 1100 m², de los cuales 210 m² se destinarán para el emplazamiento de la planta de tratamiento. La empresa cuenta además, con un sótano de una superficie total de 400m², de los cuales pueden utilizarse parte para las unidades de tratamiento enterradas. En la figura 6.1.23 se muestra en color cian el espacio destinado a la planta de tratamiento dentro del establecimiento industrial.

La altura total del subsuelo, planta baja y primer piso del establecimiento es de 3,8 metros aproximadamente. El material de construcción del techo del sótano y del primer piso es de hormigón armado, mientras que el techo del segundo piso es de tinglado de chapa.

Se propone la siguiente disposición espacial: las cámaras medidoras de caudal se encontrarán al nivel del suelo y la cámara de equalización al nivel del sótano para favorecer el libre escurrimiento de los efluentes a gravedad. Desde allí, el efluente es bombeado a la cámara de coagulación que se dispone en planta alta, a las cercanías de la cámara de floculación. El sedimentador y los reactores SBR ocuparán parte del subsuelo y planta baja debido a las alturas de cada unidad.

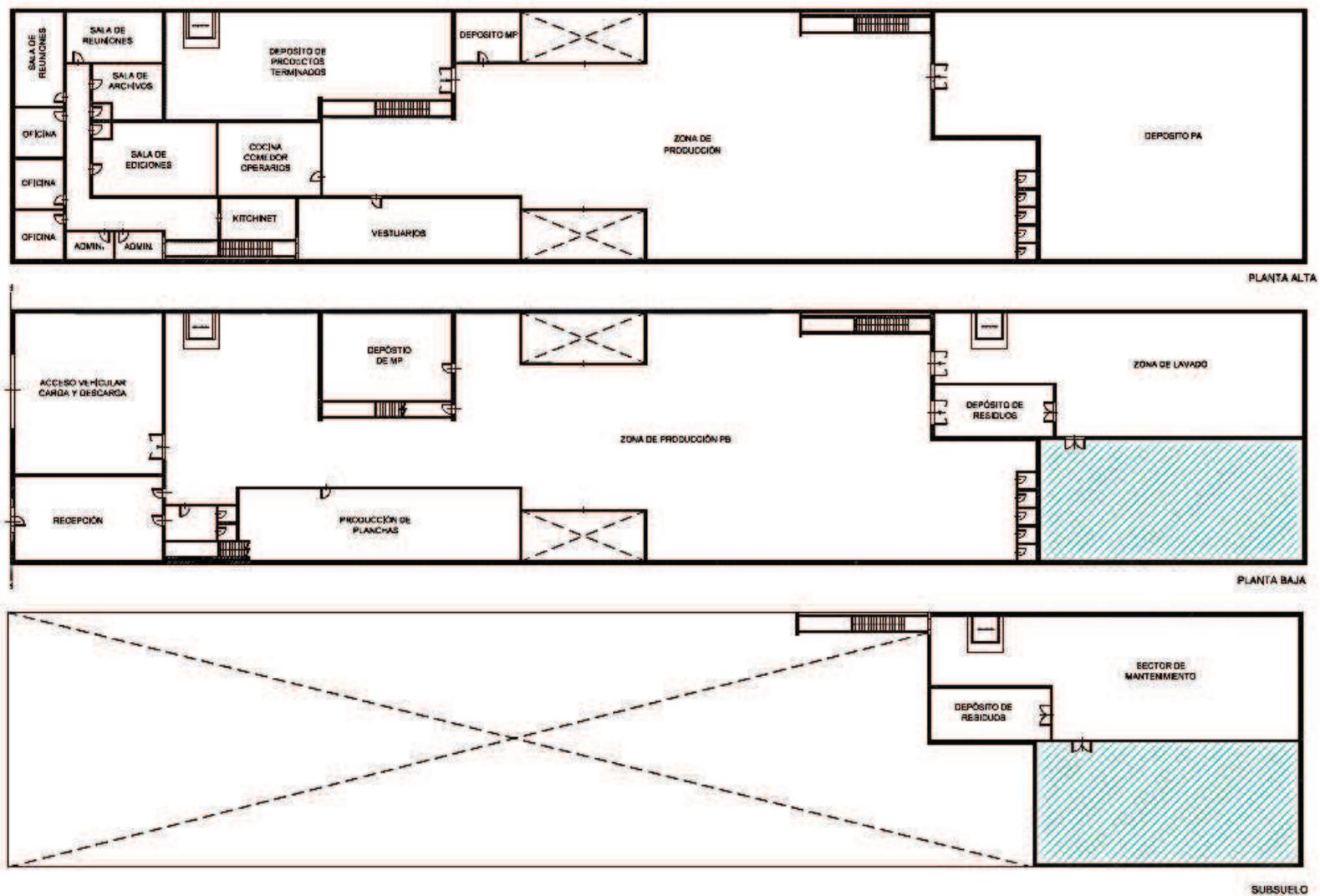


Figura 6.1.23: Se marca con rallado color cian la superficie disponible para el emplazamiento de la planta de tratamiento dentro del establecimiento industrial. Fuente: Elaboración propia.

La superficie total ocupada por la planta de tratamiento diseñada en este capítulo es menor a 210m^2 , lo que permite distribuir los tanques de almacenamiento y las salas de diversos usos dentro de la superficie destinada para tal fin.

Los detalles de la distribución espacial de la planta se muestran en los planos adjuntos.

Es importante realizar los cálculos estructurales correspondientes de cada unidad, así como también de la estructura de los pisos que deberán soportarlas.

Los muros y los pisos deberán ser impermeabilizados con una capa aisladora de cemento hidrófugo y ser calculados para resistir convenientemente el peso de todo el sistema de tratamiento. El subsuelo tendrá ventilación por medio de caños que comuniquen directamente con el exterior o con planta baja, provistos de rejillas colocadas en la parte superior del subsuelo y a razón mínima de una por cada 6 m^2 de superficie del sótano según lo establecido en las ordenanzas municipales.

6.15. Conclusiones

En este capítulo se pudo presentar la memoria de cálculo del sistema de tratamiento propuesto, junto con observaciones y detalles que se consideran relevantes para esta propuesta. El diseño expuesto es viable técnicamente, permite alcanzar el objetivo de depuración final para este efluente industrial y se adapta a las condiciones de espacio disponible del establecimiento industrial en cuestión.

Las principales unidades y equipos diseñados, se dimensionaron con criterios de diseño conservadores y considerando márgenes de seguridad. Por lo tanto, esta planta de tratamiento está preparada para soportar posibles fluctuaciones de caudal o cargas.

6.16. Recomendaciones

Durante la etapa de diseño se mencionaron algunas sugerencias y recomendaciones que fueron surgiendo, alguna de las cuales se resumen y enlistan a continuación:

- Realizar un estudio de tratabilidad y de cinética de las reacciones involucradas en el proceso de tratamiento biológico, con la finalidad de adaptar las constantes de cálculo al sistema real de tratamiento para esta industria.

- Incluir el sistema de automatización de la planta de tratamiento para una operación más sencilla y disminuir los costos de operación de personal.
- Incorporar un sistema de rejilla en las piletas de lavado, para evita el arrastre de sólidos como restos de papel, que puedan entorpecer el sistema de tratamiento y las eficiencias de depuración final deseadas.
- Analizar la posibilidad de realizar una limpieza preliminar de rodillos con solventes y trapos, dispuestos luego como residuos peligrosos, para evitar sobrecargas del sistema de tratamiento.

CAPITULO VII

PLANOS DEL PROYECTO

Se presentan los planos de la Planta de Tratamiento de Efluentes Líquidos Industriales (PTELI) diseñada. Estos planos se realizaron a modo de referencia y corresponden a las obras que serán necesarias realizar para completar el proyecto. Los mismos deben considerarse como una descripción aproximada que complementa la memoria de cálculo presentada anteriormente.

El dimensionamiento y distribución definitivos de las estructuras, equipos e instalaciones se presenta en los planos conforme a obra que surgirá de la ingeniería y del cálculo estructural que se realice acorde a los requerimientos y funciones.

Se adjuntan 6 planos para la descripción gráfica de este proyecto en el Anexo II:

- Plano PTELI001: Vista lateral del sistema de tratamiento completo
- Plano PTELI002: Vista en planta del sistema de tratamiento completo
- Plano IG001: Vista en planta de la distribución espacial de la PTELI en la planta baja de la industria gráfica
- Plano IG002: Vista en planta de la distribución espacial de la PTELI en el subsuelo de la industria gráfica
- Plano CM001: Vistas de cámara medidora de caudal
- Plano SBR001: Vista en planta de reactor SBR en detalle

CAPITULO VIII

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO- EVALUACIÓN ECONÓMICA

Para llevar a cabo el proyecto se necesita definir el presupuesto requerido por el mismo, de manera que se pueda tener certeza de su viabilidad y sostenibilidad. Para este capítulo se elabora un presupuesto base donde se consideraron los costos generales de este proyecto, los cuales están representados por la suma de los costos de inversión inicial y los costos de funcionamiento (administración, operación y mantenimiento).

Cabe aclarar que en el presupuesto calculado no se incluyen los gastos de inversión y funcionamiento asociado al manejo y disposición de lodos ya que, como se mencionó en los capítulos anteriores, no forma parte del alcance del presente proyecto.

8.1. Inversión inicial

La inversión inicial de capital consiste en el costo directo para la adquisición e instalación del conjunto de elementos que conforman el sistema de tratamiento, y costos indirectos representados por los costos de diseño, de administración, de ingeniería y supervisión durante la construcción y montaje, los permisos y los gastos legales.

En la tabla 8.1.1 se enlistan los precios para cada ítem y el porcentaje de incidencia para cada uno en función del costo neto total. Para el presupuesto total estimado se incluye el ítem de AIU (Administración, Imprevistos y Utilidad), que hace referencia al valor a cubrir para gastos indirectos del proyecto y hacer las reservaciones necesarias para imprevistos que se puedan generar al desarrollar el mismo. El valor de este porcentaje se define en función de la complejidad de la obra, los plazos de ejecución, experiencia en proyectos similares, capacidad financiera y características de la empresa.

Para cada unidad de tratamiento se incluye el posicionamiento y anclaje de los equipos e instrumentos, posicionamiento de vertederos, tendido y conexión eléctrica, tendido de cañerías de proceso y vinculación entre las mismas con todos los accesorios necesarios para el empotramiento, accesorios de regulación, transición y conexiones con sus respectivos soportes y anclajes, entre otros. Estos costos generalmente se agregan como un porcentaje asociado al costo unitario de cada material.

Como instrumentación se incluyen los sistemas de medición para el control de los procesos, entre ellos, sistemas de medición de caudal, de nivel, de parámetros fisicoquímicos, entre otros. Cada instrumento reportará al sistema general de automatismo y control.

Para mampostería se incluyeron los materiales necesarios para la construcción de la sala de sopladores, la sala de laboratorio, la sala de almacenamiento de materias primas y la sala de administración y control.

En el presupuesto debe incluirse los materiales o trabajos que, aunque no estén indicados en las especificaciones o planos del proyecto, sean considerados necesarios proveer o efectuar para asegurar la perfecta terminación y funcionalidad del mismo.

Todas las terminaciones, molduras, uniones, como cualquier otra especificación que forme parte de las estructuras del sistema se ejecutarán en el material que en cada caso se indique en función del análisis estructural. Dentro del costo unitario de cada estructura o unidad debe incluirse el costo de todas las partes accesorias complementarias. Así también, se incluyen las terminaciones o acabados especiales de las unidades, como puede ser protección ignífuga para la sala de tableros y protección acústica para la sala de sopladores.

Se deberá someter a la aprobación de la inspección de obra, los detalles y materiales a utilizar.

El importe del presupuesto base para este proyecto representa un total de \$3.167.447,08.- + IVA (pesos tres millones ciento sesentaisiete mil cuatrocientos cuarentaisiete con ocho centavos) para esta PTELI con capacidad de tratamiento de 81 m³/día de efluente industrial de lavado generado por esta empresa gráfica. Los costos unitarios fueron extraídos de presupuestos solicitados a diversos proveedores, los cuales se adjuntan en el Anexo III.

Tabla 8.1.1: Cómputo y presupuesto para la PTELI diseñada.

NRO.		DESCRIPCION DE LOS TRABAJOS	UN.	CANT.	COSTO UNITARIO	IMPORTE ÍTEM	IMPORTE RUBRO	% INCIDENCIA	
RUB.	ITEM							ITEM	RUBRO
1	TRABAJOS PRELIMINARES						\$ 15.771,27	0,65	
	1.01	Limpieza del terreno / obra	m2	400,00	\$ 39,43	\$ 15.771,27		0,65	
	1.02	Nivelación del terreno y replanteo de obra	m2	N.A.					
2	MOVIMIENTO DE TIERRA y MATERIAL						\$ 11.242,18	0,46	
	2.01	Excavación para canaletas, conducciones y ventilaciones	m3	7,00	\$ 484,54	\$ 3.391,81		0,14	
	2.02	Excavación para bases estructurales	m3	11,00	\$ 713,67	\$ 7.850,38		0,32	
3	ELEMENTOS ESTRUCTURALES						\$ 174.880,95	7,18	
	3.01	Bases de columnas de H°A°	m3	1,00	\$ 7.009,76	\$ 7.009,76		0,29	
	3.02	Columna de H°A°	m3	3,00	\$ 10.735,15	\$ 32.205,44		1,32	
	3.03	Viga de H°A°	m3	10,00	\$ 13.566,58	\$ 135.665,76		5,57	
	3.04	Losa maciza de H°A°	m3	0,00	\$ 11.659,38	\$ -		0,00	
4	MAMPOSTERIAS PARA SALAS						\$ 72.117,08	2,96	
	4.01	Ladrillos comunes	m3	18,12	\$ 3.979,91	\$ 72.117,08		2,96	
5	CAPAS AISLADORAS						\$ 105.254,47	4,32	
	5.01	Horizontal en muros	m2	576,80	\$ 182,48	\$ 105.254,47		4,32	
	5.02	Vertical en muros	m2	N.A.				0,00	
6	REVOQUES						\$ 182.696,28	7,50	
	6.01	Impermeable de cemento	m2	327,54	\$ 557,78	\$ 182.696,28		7,50	
7	CARPINTERIAS						\$ 104.268,78	4,28	
	7.01	Carpintería de Madera: Puertas y ventana interior	m2	9,60	\$ 2.015,85	\$ 19.352,20		0,79	
	7.02	Carpintería de Hierro varios: Escaleras de acceso, Rejillas de ventilación y de drenaje	m2	14,00	\$ 2.929,47	\$ 41.012,60		1,68	
	7.03	Carpintería de Hierro; Rejas	m2	27,00	\$ 1.626,07	\$ 43.903,97		1,80	
8	INSTALACIONES ELÉCTRICAS						\$ 86.953,83	3,57	
	8.01	Provisión y montaje de tableros de electricidad	gl	1,00	\$ 4.578,83	\$ 4.578,83		0,19	
	8.02	Provisión y montaje de automatismo y tablero general: equipo PLC, sistema de entrada-salida y comunicación, sistema de supervisión y mandos remotos de la planta, tablero de control de parámetros eléctricos y los diagramas de operación y proceso, protección contra sobretensión, sistema de alimentación ininterrumpido, programación de PLC. Instalación y puesta en servicio.	gl	1,00	\$ 82.375,00	\$ 82.375,00		3,38	

9		CAÑERÍAS Y ACCESORIOS						\$ 23.854,25		0,98	
9.01	Instalación Cañerías y Accesorios a presión PVC Ø=40 Clase 6	m	12,80	\$ 59,90	\$ 766,72				0,03		
9.02	Instalación Cañerías y Accesorios a presión PVC Ø=50 Clase 6	m	18,44	\$ 69,90	\$ 1.288,96				0,05		
9.03	Instalación Cañerías y Accesorios a gravedad PVC Ø=63 Clase 4	m	6,07	\$ 79,00	\$ 479,53				0,02		
9.04	Instalación Cañerías y Accesorios a presión PVC Ø=110 Clase 4	m	20,85	\$ 99,90	\$ 2.082,92				0,09		
9.05	Instalación Cañerías y Accesorios a gravedad PVC Ø=125 Clase 4	m	44,53	\$ 125,00	\$ 5.566,25				0,23		
9.06	Instalación Cañerías y Accesorios a gravedad PVC Ø=140 Clase 4	m	0,00	\$ 132,90	\$ -				0,00		
9.07	Codo 90° DN 40mm	u	14,00	\$ 13,50	\$ 189,00				0,01		
9.08	Codo 45° DN 40mm	u	0,00	\$ 13,50	\$ -				0,00		
9.09	Codo 90° DN 50mm	u	3,00	\$ 18,90	\$ 56,70				0,00		
9.10	Codo 45° DN 50mm	u	0,00	\$ 18,40	\$ -				0,00		
9.11	Codo 90° DN 63mm	u	5,00	\$ 22,50	\$ 112,50				0,00		
9.12	Codo 90° DN 110 mm	u	11,00	\$ 50,40	\$ 554,40				0,02		
9.13	Codo 45° DN 110mm	u	2,00	\$ 49,90	\$ 99,80				0,00		
9.14	Tee DN 40mm	U	7,00	\$ 24,60	\$ 172,20				0,01		
9.15	Tee DN 50mm	u	1,00	\$ 34,00	\$ 34,00				0,00		
9.16	Tee DN 110mm	u	3,00	\$ 125,00	\$ 375,00				0,02		
9.17	Válvula de retención 50mm	u	1,00	\$ 386,00	\$ 386,00				0,02		
9.18	Válvula compuerta DN 40mm	u	6,00	\$ 209,00	\$ 1.254,00				0,05		
9.19	Válvula compuerta DN 50mm	u	3,00	\$ 309,00	\$ 927,00				0,04		
9.20	Válvula compuerta DN 110mm	u	5,00	\$ 938,00	\$ 4.690,00				0,19		
9.21	Accesorios varios: Placas distribuidoras ojo de gato, Boquilla de descarga, Abrazaderas, Uniones, Canaletas	gl	1,00	\$ 843,57	\$ 843,57				0,03		
9.22	Montaje de sistema de conducción (20%)	gl	1,00	-	\$ 3.975,71				0,16		
10		EQUIPAMIENTO Y UNIDADES						\$ 1.304.179,52		53,53	
10.01	Provisión y montaje de bomba de descarga Tsurumi	u	2,00	\$ 16.600,00	\$ 33.200,00				1,36		
10.02	Provisión y montaje reguladores y dosificadores de pH	u	2,00	\$ 15.000,00	\$ 30.000,00				1,23		
10.03	Provisión y montaje dosificador de coagulante y floculante	u	2,00	\$ 15.000,00	\$ 30.000,00				1,23		
10.04	Tanque de almacenamiento de 1500 litros (Coagulante y Floculante)	u	2,00	\$ 10.500,00	\$ 21.000,00				0,86		
10.05	Tanque de almacenamiento de 1300 litros (Regulador de pH)	u	2,00	\$ 9.085,00	\$ 18.170,00				0,75		
10.06	Provisión y montaje de medidor de multiparámetro para pH, conductividad, TDS, salinidad, OD y temperatura con salida y fuente de alimentación USB, de calibración automática, tecnología avanzada de procesamiento de datos digital	u	2,00	\$ 48.404,00	\$ 96.808,00				3,97		
10.07	Provisión y montaje de medidor de caudal	u	2,00	\$ 3.160,00	\$ 6.320,00				0,26		

10.08	Provisión y montaje de medidor de nivel integral de 8 canales	u	1,00	\$ 16.367,00	\$ 16.367,00		0,67	
10.09	Cámara medidora de caudal H°A° 0,8x1,1x1,1m espesor 0,15m con placa vertedero 30°	u	1,00	\$ 5.437,22	\$ 5.437,22		0,22	
10.10	Cámara de coagulación 0,41x0,41	u	1,00	\$ 1.000,00	\$ 1.000,00		0,04	
10.11	Turbina de mezcla de 4 paletas 45° 4HP 53mm con moto regulador	u	1,00	\$ 7.500,00	\$ 7.500,00		0,31	
10.12	Cámara de floculación: Tanque de 5000 litros de capacidad de PVC	u	1,00	\$ 18.300,00	\$ 18.300,00		0,75	
10.13	Cámara de sedimentación: Tolva 14000 litros PVC reforzado 40%	u	1,00	\$ 82.703,99	\$ 82.703,99		3,39	
10.14	Cámara de sedimentación: cañería de ingreso y pantalla difusora, lámina de acero inoxidable con vertederos 90° de altura regulable y canaleta de recolección perimetral	gl	1,00	\$ 15.732,87	\$ 15.732,87		0,65	
10.15	Tanques SBR anexos H°A° 3x6,75x4m espesor 0,2m y losa 0,5m, con deflector de entrada y base de apoyo para sistema de vaciado	u	1,00	\$ 591.506,64	\$ 591.506,64		24,28	
10.16	Provisión y montaje de decantador hidráulico	u	2,00	\$ 19.534,00	\$ 39.068,00		1,60	
10.17	Provisión y montaje de sopladores	u	3,00	\$ 67.534,76	\$ 202.604,28		8,32	
10.18	Provisión y montaje de difusores de membrana de burbuja fina sobre parrilla en configuración 3x7 para cada reactor	u	42,00	\$ 726,00	\$ 30.492,00		1,25	
10.19	Bomba para trasvase de sólidos	u	1,00	\$ 11.244,83	\$ 11.244,83		0,46	
10.20	Tolva de almacenamiento para lodos primarios de 8500 litros de PVC	u	1,00	\$ 43.466,03	\$ 43.466,03		1,78	
10.21	Tolva de almacenamiento para lodos secundarios de 600 litros de PVC	u	1,00	\$ 3.258,67	\$ 3.258,67		0,13	
11	VARIOS				\$ 291.179,14		11,95	
11.01	Limpieza periódica y final de obra	gl	1,00	\$ 23.778,00	\$ 23.778,00		0,98	
11.02	Elaboración proyecto Ingeniería básica	gl	1,00	\$ 35.000,00	\$ 35.000,00		1,44	
11.03	Elaboración proyecto Ingeniería en detalle	gl	1,00	\$ 70.000,00	\$ 70.000,00		2,87	
11.04	Informe Técnico y Plano Conforme a Obra	gl	1,00	\$ 40.000,00	\$ 40.000,00		1,64	
11.05	Subcontrataciones	gl	1,00	\$ 50.000,00	\$ 50.000,00		2,05	
11.06	Supervisión y capacitación	gl	1,00	\$ 38.000,00	\$ 38.000,00		1,56	
11.07	Licencias, permisos, autorizaciones y seguros	gl	1,00	\$ 24.642,33	\$ 24.642,33		1,01	
11.08	Varios	gl	1,00	\$ 9.758,81	\$ 9.758,81		0,40	
12	ENTREGA FINAL				\$ 64.100,00		2,63	
12.01	Puesta en Marcha General de la Planta de Tratamiento.	gl	1,00	\$ 24.100,00	\$ 24.100,00		0,99	
12.02	Revisión y ajuste de Diseño	gl	1,00	\$ 40.000,00	\$ 40.000,00		1,64	
TOTAL COSTO NETO					\$	\$ 2.436.497,76	100,00	100,00
TOTAL PRECIO ESTIMADO					AIU (%)	30%	\$ 3.167.447,08	100,00

8.2. Costo operación y mantenimiento

Estos costos son los que se generan para garantizar el buen desempeño de las operaciones y procesos de tratamiento. Los mismos están asociados a la complejidad de la tecnología empleada y el tamaño de la planta.

Están representados principalmente por los costos de los insumos químicos, los servicios (energía eléctrica), la mano de obra y otros gastos variables.

8.2.1. Insumos químicos

El proceso de coagulación, floculación y la regulación de pH requiere de insumos químicos. Se necesitan aproximadamente 0,2 m³/día de floculante y coagulante y 0,4 m³/día de reguladores de pH ácido-base.

El costo mensual por insumos químicos (en polvo) se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 8.2.1: Costo anual de insumos químicos

Producto	Precio \$	\$/año
Coagulante	8,4 \$/kg (0,42 USD/kg)	\$ 262.080,00
Floculante	29 \$/kg (1,40 USD/kg)	\$ 6.351,00
Reguladores de pH	18 \$/kg (0,9 USD/kg)	\$ 1.051.200,00

El costo anual total aproximado por insumos químicos es de \$ 1.319.631,00.-

8.2.2. Servicios: Energía eléctrica

Se realiza un cálculo aproximado del consumo energético de los equipos y se multiplica por el costo del suministro energético. No se consideran en el costo los equipos que se encuentran en stand-by o de reserva.

Dentro del grupo varios se incluyen otros gastos de consumo energético tales como iluminación del área, conexión de dosificadores y medidores eléctricos, computadores y sistemas de control, entre otros.

Se consulta el cuadro tarifario vigente generado por la empresa prestadora local del servicio Empresa Distribuidora Sur S.A. (EDESUR). El precio está compuesto por un cargo fijo más un cargo variable.

El cargo compuesto por un cargo fijo de factura emitida, un cargo fijo mensual de por capacidad de suministro convenida y un cargo fijo mensual por cada kW de potencia máxima, aplicada a la potencia máxima registrada en el mes de facturación.

El cargo variable se compone por la energía consumida sin discriminación horaria.

Para el caso del consumo eléctrico que requerirá el funcionamiento de la planta se desglosa cada cargo en la siguiente tabla:

Tabla 8.2.1: Costo mensual para provisión de energía eléctrica.

Cargo	Costo mensual s/ IVA
Cargo fijo por factura emitida	\$ 2.989,20.-
Cargo fijo por capacidad de suministro convenida (30kW)	\$ 2.672,70.-
Cargo fijo mensual por kW de potencia máxima registrada	\$ 88,00.-
Cargo variable	\$ 3.613,90.-

El costo mensual total por consumo eléctrico es de \$ 11.330,19.-

8.2.3. Mano de obra

La mano de obra está conformada por personal encargado en función a las necesidades de cada sistema. Entre ellos, personal para la administración, para control y operación, para mantenimiento y para laboratorio y análisis.

Es necesario contar con dos asistentes técnicos de planta capacitados para la operación y mantenimiento que estarán presentes durante la jornada laboral, además del jefe de planta que se encargará de supervisar y monitorear el dispositivo de control y alarma portátil las 24 horas.

Se calculan los siguientes costos mensuales para cada personal calificado:

- Técnico químico: \$ 25.000,00.-
- Técnico eléctrico: \$ 25.000,00.-
- Jefe de planta: \$ 36.000,00.-

El costo mensual total aproximado por mano de obra es de \$ 86.000,00.-

8.2.4. Costos variables, indirectos y esporádicos

En la etapa de funcionamiento se encuentran otros gastos que deben ser incluidos y se expresan en porcentajes sobre el costo de operación calculado anteriormente. Entre ellos se encuentran los insumos y análisis de laboratorio (10%), mantenimiento de la planta (25%), indirectos de operación como costos administrativos y legales (8%).

El costo total mensual para estos gastos es de \$ 89.138,68.-

8.2.5. Costo total por m³

Una vez determinados los costos, se propone calcular el costo asociado por volumen de efluente tratado. Considerando un total de 2430 m³ de efluente generado y tratado mensualmente, se obtiene un costo de tratamiento de \$ 122,00.- / m³ de efluente tratado.

8.2.6. Costo de la gestión de lodos

Es importante aclarar que en el costo por volumen de efluente tratado expresado anteriormente no se incluye el costo de tratamiento, transporte y disposición final de lodos.

El costo por transporte y disposición de lodos se estima en \$ 2.653,53.- por tonelada, dato obtenido a partir de un pliego de AySA. El elevado costo por este servicio es el motivo por el cual se menciona en el proyecto la importancia de incorporar un sistema de tratamiento que permita reducir la cantidad de lodo generado y el contenido de humedad del mismo.

Si la empresa decide no realizar ningún tratamiento adicional a este residuo generado, a los costos del tratamiento se deberían sumar \$134,31.- / m³ de efluente tratado (calculado a partir de los 4,1 Tn/d = 123 Tn/mes de lodos). De esta manera, el costo total por tratamiento de efluente más disposición de los lodos generados dispuestos sin deshidratación previa, asciende a \$256,31.- / m³ de efluente tratado.

8.2.7. Comparación con el costo por disposición directa tercerizada

Para comparar con la alternativa de disponer el efluente industrial directamente a gestores ambientales autorizados sin tratamiento previo, se consideró el mismo costo por tonelada que para el retiro, transporte y disposición de lodos indicado en el apartado

anterior. Tan solo para este servicio, el costo sería de \$ 2.653,53.-/m³, superando ampliamente al costo calculado por el tratamiento del efluente en la planta.

Es decir, el tratamiento de efluente presentado en este proyecto, implica un costo 10 veces menor comparado con el costo que la empresa posee actualmente por disponerlos en forma tercerizada a gestores ambientales.

Además de este costo, debe considerarse que los camiones de cisterna encargados de los retiros constan de 36 m³ como máxima capacidad, por lo que sería necesario efectuar más de un viaje diario para retirar el total de la generación de efluente. La empresa deberá contar también con el espacio suficiente y contenedores adecuados para la recepción y almacenamiento transitorios de efluentes entre cada retiro efectuado.

8.3. Viabilidad presupuestaria

Una limitante relativa al análisis económico de proyectos de tratamiento de aguas es la cantidad de beneficios sociales y ambientales intangibles, cuya cuantificación es difícil de definir. Sin embargo, la intangibilidad en la medición de los beneficios no significa que carezcan de importancia.

Como puede apreciarse, estos proyectos no tienen un beneficio económico directo, dado que no se obtiene un producto o servicio el cual se pueda comercializar. Sumado a la intangibilidad de algunos beneficios, conlleva a que la decisión final sobre la ejecución del proyecto sea dificultosa.

Se trata más bien de un proyecto con sentido y deber socio ambiental y legal.

Entre los beneficios tangibles que pueden mencionarse esta en primer lugar el concepto de los ahorros a los que la industria accede por una reducción importante en el volumen que se destina al gestor ambiental autorizado para su disposición final, mencionado en el apartado anterior.

Además de la reducción de costos operativos, la empresa accede a la reducción de la responsabilidad a largo plazo como generador por los residuos peligrosos llevados a disposición final y que hayan sido manejados en forma deficiente. Cambiar el sistema de gestión de sus efluentes líquidos también le permite mejorar su imagen pública, pudiendo identificar la actividad de la empresa con el desarrollo sustentable del medio ambiente.

Por otro lado, tenemos otros beneficios tangibles que pueden mencionarse que son los ahorros que se generan al cumplir con las exigencias legales en la temática respectiva al manejo de los efluentes líquidos.

Entre los costos legales asociados pueden mencionarse la Tasa de Efluentes y las multas por infracción a las normas de vertido.

En la provincia de Buenos Aires, las empresas que posean vertido de líquidos industriales deberán abonar la Tasa de Inspección y Control de vertidos (Tasa de Efluentes) ante ADA, autoridad que emite el canon. Esta tasa se percibe en concepto de inspección y se calcula en base al caudal producido y al nivel de riesgo del efluente. Dentro del nivel de riesgo del efluente considerado, se incluye un coeficiente en función de si existe o no un tratamiento previo al vertido que permita cumplir con los límites máximos permisibles.

La factura de Tasa de Efluentes es de pago obligatorio y en caso de no pagar, el monto adeudado devengará los intereses correspondientes.

Con respecto a las multas por infracción, cada autoridad de aplicación (ADA, ACUMAR y AySA) tienen su propio sistema de cálculo de las mismas que generalmente consiste en una suma a partir de una base fija, un indicador de calidad de vuelco, un indicador de infracción y un factor de reincidencia que considera la cantidad de veces consecutivas en que incurre el infractor desde la última inspección. Cada parámetro tiene un monto monetario asociado establecido en la normativa de cada autoridad competente.

Además, no solo se establecen multas por incumplimiento en la calidad de vertido, sino otros asociados a incumplimiento de deberes formales e incumplimientos de las obligaciones relacionadas con la fiscalización y control. Entre ellos, el incumplimiento en el plazo de presentación de documentación obligatoria dentro del tiempo de renovación establecido, incumplimiento en la adecuación de instalaciones o reemplazo de las instalaciones aprobadas sin aviso y sin autorización, negativa a brindar información requerida o impedir el ingreso de los inspectores al establecimiento, vuelco de líquidos sin autorización, ocultamiento, clandestinidad o falsedad en la información suministrada o declarada, entre otros. Además de la multa financiera, puede indicarse clausura y cese de actividades.

Por último, un análisis interesante a efectuar por la imprenta sería considerar la reutilización del agua tratada para la limpieza de elementos de impresión y maquinaria. Esto devengaría en una cantidad de ahorro por consumo de agua potable.

Sin embargo, los costes de agua regenerada suele ser un impedimento importante para su aprovechamiento y reducen su competitividad frente a la provisión convencional del recurso. En Argentina, el precio por m³ de agua potable es barato y es por esta razón que el tema del tratamiento y la reutilización del agua no son puestos en consideración muy a menudo.

El sistema de precios del agua regenerada no solo debería tener en cuenta los costos, sino también el valor intrínseco del recurso, sus efectos ambientales y el coste de oportunidad que conlleva su utilización.

8.4. Sistema de financiamiento

La empresa podrá sumarse al Programa de Reversión Tecnológica de Vertidos Industriales (PRTVI) impulsado por ADA con el objetivo de compatibilizar las metas económicas con la sustentabilidad industrial y medioambiental. En este programa, se otorgan herramientas técnicas y de financiamiento a industrias radicadas en la provincia de Buenos Aires para la adquisición de modernas y eficientes plantas de tratamiento de vertidos industriales.

El ingreso contempla la situación de aquellas industrias que no tengan un sistema de tratamiento para sus vertidos industriales, que requieran renovación tecnológica total o parcial o que requieran de la instalación de un sistema automático de monitoreo continuo basado en sensores. En cualquiera de las situaciones, esta empresa gráfica podrá solicitar el ingreso al programa para financiamiento al inicio o para ajustes de este proyecto.

Otros beneficios que la empresa percibe mientras permanece en el programa son:

- Otorgamiento de constancias que acrediten el proceso de adecuación de los vertidos industriales.
- Suspensión del pago de multas previamente aplicadas por parte de ADA a la industria.

- Recibir asesoramiento por parte de un equipo técnico profesional de excelencia sobre las tecnologías disponibles de acuerdo al tipo de vertido.
- Reducción del 50% de la Tasa de Inspección y Control de Vertidos.
- Permiso de vuelco.
- Certificado de Aptitud Hidráulica.
- Eliminación del “Registro de Agentes Contaminantes”.
- Inclusión en el “Registro de Establecimientos con Procesos Sustentables”.

En cuanto al financiamiento, la industria puede acceder a un crédito a tasa accesible estimada en 12% anual para financiar la infraestructura a través de la oportunidad de acceder opcionalmente a financiamiento a través de estructuras financieras organizadas por Provincia BA Desarrollo.

8.5. Conclusiones

El costo operativo para el tratamiento del agua residual generado durante el lavado de piezas de impresión (rodillos y planchas) y de maquinaria, con la PTELI diseñada es de \$ 122,00.- / m³ de efluente tratado.

Como se mencionó al inicio del proyecto y se comprueba en este capítulo, la disposición de los efluentes industriales sin tratamiento a gestores ambientales autorizados, implica un costo mayor tanto económico como ambiental, al contrario del costo asociado por el tratamiento de los mismos para conseguir una calidad apta para vuelco según lo establecido por la legislación vigente. Este proyecto refleja una reducción del 90% de los costos actuales.

La empresa podrá incorporarse al Programa de Reversión Tecnológica de Vertidos Industriales de ADA, donde se otorga asesoramiento técnico y apoyo financiero a industrias radicadas en la provincia de Buenos Aires para que adquieran modernas y eficientes plantas de tratamiento de vertidos industriales.

CAPITULO IX

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PLAN DE GESTION AMBIENTAL

En este capítulo se desarrolla el Estudio o Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) para la construcción, instalación, operación y mantenimiento de la Planta de Tratamiento de Efluentes Líquidos Industriales (PTELI) para una industria gráfica del presente proyecto.

Una EIA es un procedimiento jurídico-técnico-administrativo, que se compone de un conjunto de actividades, investigaciones y estudios técnicos realizados con la finalidad de predecir y dar a conocer las principales consecuencias ambientales de un proyecto, un mecanismo clave para el desarrollo sustentable (ENOHSa).

En general, las obras de sistemas de tratamiento de efluente tienen un impacto global positivo y suelen ser ambientalmente amigables dado los beneficios que su instalación genera.

Dada la presión constante que se ejerce actualmente sobre el agua, el desarrollo humano debe ocurrir de manera sustentable o ambientalmente responsable bajo estrategias de conservación y uso sostenible del recurso.

En resumen, el proyecto que se presenta para la planta de tratamiento de efluentes líquidos industriales para una industria gráfica ubicada en el partido de Lanús, no presenta impactos negativos significativos capaces de impedir su concreción, los cuales pueden ser controlados y/o minimizados empleando las medidas de mitigación propuestas en el presente estudio.

9.1. Objetivos y alcance

El objetivo de la EIA es identificar los probables impactos ambientales, cuantificarlos y valorarlos, y formular medidas destinadas a prevenir, corregir, mitigar y monitorear aquellos efectos adversos hallados.

La EIA se extenderá para las etapas de construcción, operación y mantenimiento de la PTELI para la industria gráfica estudiada, que utiliza como método de impresión el sistema offset, ubicada en su nuevo sitio de emplazamiento en la localidad de Lanús Oeste, Buenos Aires.

9.2. Metodología

Lo primero que se realiza es la recopilación y análisis de la información antecedente para constituir un diagnóstico ambiental y socioeconómico en el área de influencia del proyecto y de la normativa aplicable determinando las jurisdicciones competentes en la evaluación y aprobación de la EIA.

Luego se realiza un resumen de las principales características y actividades susceptibles a generar impactos ambientales, en especial aquellos no deseables, innecesarios o evitables. Se cuantificaron y valorizaron los impactos negativos a partir de un análisis de las relaciones entre las acciones del proyecto y los factores ambientales.

Por último se elabora un Plan de Gestión Ambiental (PGA) que consiste en una serie de medidas para prevenir, minimizar, corregir, controlar, compensar y evitar los potenciales impactos ambientales negativos identificados anteriormente.

9.3. Descripción general del proyecto

Las obras a realizar están destinadas a la construcción de una planta de tratamiento de efluentes industriales para una industria gráfica ubicada en Lanús Oeste, Buenos Aires. Este proyecto surge de la necesidad de dar solución al vuelco de estas aguas residuales a colectora cloacal en condiciones aptas establecidas por la normativa aplicable.

9.3.1. Perfil de la empresa

- Ubicación: Lanús Oeste, Buenos Aires, Argentina
- Zona: Urbana

- Clasificación: Mixta (Industrial-Residencial)
- Rubro de la empresa: Servicios relacionados con la impresión
- Actividad principal: Impresión de productos varios
- Horario de trabajo: Lunes a domingo de 8 a 17 horas
- Superficie cubierta: 1100 m²
- Servicios existentes del lugar: Desagüe cloacal y pluvial entubado, agua corriente, electricidad, gas natural, líneas telefónicas, recolección municipal de residuos, seguridad policial, bomberos.

9.3.2. Perfil de la PTELI

- Generación del efluente: Limpieza de elementos de impresión y maquinas impresoras.
- Capacidad de tratamiento: 9 m³/h (81 m³/d)
- Unidades: Cámara medidora de caudal inicial, una cámara de neutralización y equalización, una cámara de coagulación, una cámara de floculación, un sedimentador primario y dos reactores SBR en paralelo, una cámara medidora de caudal y toma de muestra final.
- Cuerpo receptor: Colectora cloacal
- Operación: Semicontinua con sistema de control manual y automatizado.
- Ubicación: PB y subsuelo de la empresa
- Superficie: 210 m² dentro del predio de la empresa
- Plazo de construcción: 60 días corridos a partir de la emisión de la orden de inicio al contratista adjudicado de la obra

Demás descripciones y características del proyecto fueron detalladas en los capítulos anteriores.

9.4. Consideraciones legales

En el marco general provisto por la Ley General de Medio Ambiente N°25.675, en la cual se establecen los presupuestos mínimos para el logro de una gestión sustentable del ambiente, bajo el artículo 11 se estipula la realización de una EIA a toda obra o actividad que sea susceptible de degradar el medio ambiente o alguno de sus componentes, o afectar la calidad de vida de la población, en forma significativa.

A nivel provincial, el Organismo para el Desarrollo Sustentable (OPDS) establece en la ley N°11.459 el régimen de radicación industrial en la provincia bonaerense y la obtención del Certificado de Aptitud Ambiental (CAA) como requisito obligatorio para que las autoridades municipales puedan conceder la habilitación industrial. Para obtener el CAA se deberá presentar previamente una EIA.

En la ley N°11.723 se establece la presentación de una EIA para todo proyecto cuya obra o actividades sean susceptibles de producir algún efecto negativo al ambiente y/o los recursos naturales de la provincia de Buenos Aires. Se debe obtener una Declaración de Impacto Ambiental expedida por la autoridad ambiental provincial o municipal según corresponda.

A nivel cuenca, en la ley N°26.168 se establece el principio de prevalencia, por lo cual, en caso de confrontarse una norma provincial con una norma elevada por ACUMAR, prevalecerá esta última siempre que la misma trate sobre temas directamente vinculados a cuestiones ambientales. Sin embargo, la provincia de Buenos Aires retiene sus regímenes de EIA y habilitación local, contemplando la intervención de ACUMAR en estos procedimientos o habilitación.

La EIA debe ser redactada como único documento que incluya todos los requerimientos establecidos por las diferentes jurisdicciones y organismos competentes.

9.5. Antecedentes y diagnóstico ambiental del área de estudio

El área de influencia directa alcanzado por este proyecto corresponde a la superficie ocupada por la industria gráfica, ubicada en el partido de Lanús. Los efluentes que salen de la planta de tratamiento serán volcados al sistema de cloacas y conducidos hasta la planta depuradora de AySA en el mismo partido. El receptor final de los efluentes es el Riachuelo, por lo que el área de influencia indirecta se considera a la cuenca baja de la Cuenca Matanza-Riachuelo (CMR).

Para el diagnóstico ambiental considera la sensibilidad de la zona de emplazamiento de la planta de tratamiento frente a las tareas y obras del proyecto. Para ello se describen los medios abiótico, biótico y antropogénico relevantes para la EIA del proyecto. En este caso, los impactos de este proyecto dependen primariamente de la ubicación de las obras y tareas.

A continuación se describen las variables del medio a tener en cuenta para el diagnóstico ambiental del área de influencia del proyecto.

9.5.1 Estructura demográfica y distribución territorial

El Partido de Lanús se encuentra ubicado en el sector sur del Conurbano Bonaerense, dentro del Área Metropolitana de Buenos Aires.

La densidad poblacional del partido de Lanús es de 459.263 habitantes según el censo del 2010, representando un 2,9% de la población total de la provincia de Buenos Aires. Su peso relativo fue disminuyendo durante las últimas décadas producto del crecimiento diferencial de la población en la provincia (AySA, 2012).

El total de la población de Lanús es urbana. El partido se encuentra compuesto por 41 barrios, distribuidos en 7 localidades: Valentín Alsina, Gerli, Lanús Oeste, Lanús Este, Monte Chingolo y Remedios de Escalada (figura 9.1.1). Según los datos del último censo, la localidad que cuenta con mayor cantidad de habitantes es Lanús Oeste, donde vive alrededor del 35% de la población del partido y donde se encuentra emplazada la industria gráfica.

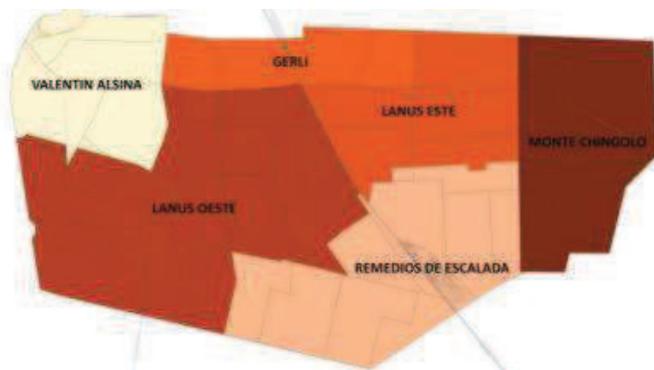


Figura 9.1.1: Localidades del municipio de Lanús. Fuente: Municipio de Lanús, 2012.

En cuanto a la distribución por grupos de edad, el partido presenta una forma piramidal de base angosta y los grupos de edades predominantes se encuentran en las edades adultas de 30 a 64 años (42,7%), tal como sucede en la población general de la provincia de Buenos Aires, con predominio en la población de mujeres (52,3%) (Municipio de Lanús, 2012).

La población del partido de Lanús presenta características socioeconómicas similares al promedio del Conurbano Bonaerense y Provincia de Buenos Aires, donde

alguno de los indicadores a partir del censo del 2001 son: 56,4% de población económicamente activa, de la cual la tasa de empleo fue del 36,8% y la proporción de desocupados representa el 19,6%.

En cuanto a la educación, el municipio de Lanús, al igual que la Provincia de Buenos Aires, tiene una tasa de analfabetismo relativamente baja, mostrando la gran cobertura y alcance que tienen el sistema educativo (Municipio de Lanús, 2012).

En cuanto a los indicadores de vivienda, se muestran promedios por encima respecto de los valores del resto de la provincia. En la zona de emplazamiento de la industria, se combina la ocupación urbana e industrial (ver figura A.9.1 en anexo). Entre industrias, se intercalan zonas residenciales de ingresos bajos y medios.

La mayoría de la población de Lanús cuenta con cobertura de red de agua potable y servicio cloacal provistos por AySA, calles pavimentadas, servicio de desagües pluviales y limpieza urbana que implica la recolección de residuos domiciliarios a cargo del municipio, servicio de red de energía eléctrica y servicio de gas natural por red.

En el área de influencia de la CMR dentro del partido de Lanús, abarca aproximadamente una superficie el 30,2 km², representando el 1,2% de la superficie total de dicha cuenca. Allí se asientan 279.676 habitantes estimados al mes de julio de 2009, lo que representa un 7% de la población en la CMR, demostrando que el área tiene una densidad de población elevada (AySA, 2011).

9.5.1.1 Actividades productivas

El porcentaje de la distribución territorial de la industria es del 47% y los principales rubros con mayor cantidad de industrias asentadas son los dedicados a curtido y tratamiento de cueros, producción de elementos metálicos y la fabricación de muebles (AySA, 2011). En especial la primera actividad tiene lugar predominante en el partido, no solo por lo que aporta económicamente, sino también porque históricamente se nombra a Lanús como la Capital del Cuero.

En el partido se desarrollan actividades del tipo industrial en dos polos industriales: el Parque Industrial Mixto CEPILE (Centro de Producción Industrial de Lanús Este), donde actualmente están instaladas 37 industrias, y otro ubicado sobre la ribera del Riachuelo.

9.5.2 Aspectos climatológicos

El clima de la zona es templado-húmedo, con inviernos suaves y veranos calurosos. La temperatura media anual es de 16,8°C, con una máxima media anual de 22,4°C y una mínima de 11,2°C. Enero es el mes más cálido con una temperatura media mensual de 24°C y julio es el mes más frío con una temperatura media mensual de 10°C.

El valor medio anual de precipitaciones acumuladas es de 1021,3 mm. Las precipitaciones acumuladas muestran una variación estacional, siendo mayores para los meses entre octubre-abril y menores para los meses entre mayo-septiembre (figura 9.1.2).

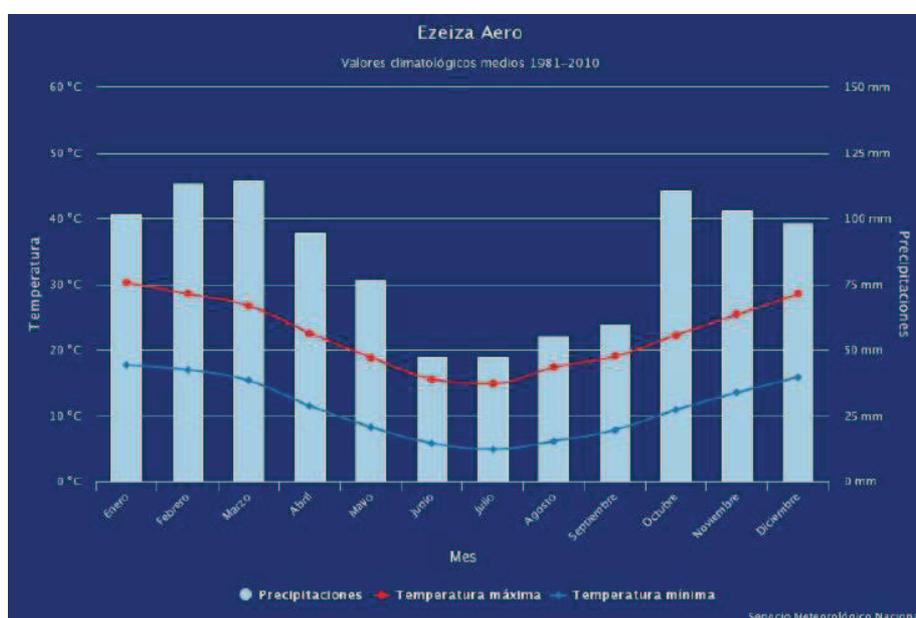


Figura 9.1.2: Valores medios de temperatura y precipitación medidos entre 1982-2010.

Fuente: Servicio Meteorológico Nacional, Estación Meteorológica Ezeiza.

La humedad relativa del aire es del 73,3% medio anual y el valor medio anual de la presión medida al nivel de la estación es de 1012,9 hPa.

Los vientos están principalmente influenciados por el Anticiclón semipermanente del Atlántico Sur (E/NE) y el Anticiclón Pacífico Sur (S/SO). Entre los vientos locales se encuentran la Sudestada (SE), el Pampero (SO) y el Viento del Norte y del Sur. En el área predominan los vientos del noreste y la velocidad de los vientos es de 12 a 15 km/h.

9.5.3 Aspectos topográficos y geológicos

Las características geológicas de la región pueden resumirse como una secuencia estratigráfica de sedimentos, donde solo afloran los más modernos debido a la ausencia de fenómenos tectónicos. Esto le confiere a su vez, el relieve característico tipo llanura ligeramente ondulada a la Región Pampeana.

La fisiografía natural del terreno ha sido modificada en función de las necesidades y actividades industriales y la ocupación del terreno por el hombre (construcciones, rectificación y desvíos de cursos de agua, entubamientos de la mayoría de los arroyos, modificación de la pendiente natural y accidentes geográficos, entre otros) (AySA, 2012).

Las capas que forman la secuencia estratigráfica son aquellas que pertenecen a la Formación Pospampeana, Pampeana y Puelche. Los sedimentos de la Formación Pospampeana son los depósitos más superficiales y afloran a lo largo de los valles fluviales de los principales cauces tributarios del Río de la Plata. Los sedimentos de la Formación Pampeana afloran o subafloran dependiendo del relieve y se caracterizan por su buena consistencia debida a los procesos previos de consolidación. Debajo de esta formación se encuentra la Formación Puelche.

9.5.4 Aspectos hidrogeológicos e hidrológicos

La zona de estudio se encuentra comprendida en la región hidrogeológica NE de la provincia de Buenos Aires (figura A.9.2 en anexo). Las condiciones morfológicas de la región, de pendientes muy bajas y las características geomorfológicas favorecen la infiltración y también la recarga de los acuíferos (AySA, 2012). Cada formación geológica tiene un comportamiento hidrogeológico particular.

La formación Pospampeana es la geológicamente más reciente y se la define como un acuífero de baja permeabilidad, que contiene la capa freática, siendo la más expuesta a la contaminación y a los procesos que ocurren en la superficie (AySA, 2012).

Las variaciones freáticas naturales están influenciadas por las condiciones climáticas y los niveles hidráulicos del río, teniendo fluctuaciones de corto periodo por la ocurrencia de lluvias, así como fluctuaciones de periodos largos como consecuencia de la época seca y húmeda.

La Formación Pampeana tiene un comportamiento hidrogeológico de un acuífero de baja productividad. Sumado a su elevada salinidad y vulnerabilidad a la contaminación, hacen que prácticamente no sea utilizado como fuente de provisión de agua (ACUMAR, 2015b).

Por debajo de esta formación se ubica la Formación Puelche, un acuífero semiconfinado y considerado la unidad hidrogeológica más importante, tanto por su producción como por su calidad. Por su mayor proximidad a la superficie, es la que más frecuentemente se explota productivamente y, en consecuencia, la más afectada y vulnerable frente a la contaminación por la acción antrópica (Molina, 2005).

En todo el partido de Lanús han ocurrido cambios significativos que alteraron la fisiografía natural del terreno y del drenaje superficial tanto local como regional. Existe una ausencia casi total de ríos y arroyos superficiales debido a las canalizaciones y entubamientos anteriormente mencionados.

El partido se encuentra compartido dentro de la CMR y la Cuenca del Río de La Plata (figura A.9.3 en anexo). El tramo inferior del Riachuelo presenta una pendiente de escurrimiento muy baja, presentando elevada sinuosidad y grandes dificultades para el drenaje de las aguas pluviales, siendo en gran parte inundable. Su hidrograma está influenciado por las lluvias de la cuenca y la interacción con el Río de la Plata. Con el fin de aumentar la capacidad de drenaje y disminuir las inundaciones, se fue rectificando esta parte del curso principal.

Este río presenta elevado grado de contaminación, como consecuencia de los vertidos no controlados de desagües pluviales, industriales y cloacales, aportando un progresivo deterioro ambiental a la zona.

El partido de Lanús posee tres subcuencas importantes que se ubican dentro de la CMR: Cuenca Colector Olazábal, Cuenca Colector Millan y Cuenca Colector San Martín (figura A.9.4 en anexo). En general, las entubaciones de los colectores principales se encuentran en mal estado con capacidad insuficiente (obturados o rotos).

9.5.5 Flora y Fauna

En el partido de Lanús se encuentra completamente urbanizada, por lo que prácticamente no se encuentran las particularidades del medio natural representativo de la biota original.

La vegetación original de la zona es la estepa o pseudo estepa de gramíneas. Los matorrales ribereños y la vegetación boscosa marginal de los ríos y arroyos son actualmente inexistentes, habiendo sido reemplazados por aboles y arbustos urbanos, en su mayoría especies exóticas (AySA, 2012).

La fauna actualmente se reduce a especies habituadas al medio urbano, como puede ser avifauna, animales domésticos, algunas lagartijas, roedores e insectos.

9.5.6 Amenazas naturales

En el establecimiento de un sistema de tratamiento de efluentes, como en cualquier otra planta donde se lleven a cabo procesos y operaciones unitarias, se debe tener en cuenta como práctica preventiva, las amenazas naturales que se consideren de riesgo para la zona de emplazamiento (Chavarria, 2014). En caso de que existan amenazas claramente definidas, lo óptimo es establecer un protocolo de emergencias para la planta contemplando los posibles escenarios en caso de desastre natural.

La principal amenaza de la zona pueden ser las inundaciones asociadas a lluvias intensas, sobrepaso de las capacidades de drenaje de alcantarillado, desborde de cauces superficiales, afloramiento de recursos subterráneos, etc.

La Secretaría de Desarrollo Urbano y el municipio de Lanús se encuentran trabajando en conjunto para llevar a cabo un plan integral de obras hidráulicas orientado a mejorar la calidad de vida, garantizar la sustentabilidad urbana y evitar las inundaciones. En coordinación con la Dirección Provincial de Obra Hidráulica, se lleva a cabo el proyecto de desobturación, limpieza y mantenimiento de las entubaciones y drenajes del partido y se están diseñando además, estaciones de bombeo y la construcción de otras conducciones para desagües directos y aliviadores.

9.5 Impactos ambientales

Se considera impacto ambiental a cualquier alteración significativa de las propiedades físicas, químicas y/o biológicas del ambiente como resultados de las actividades humanas, los cuales, a su vez, pueden tener un impacto social (ENOHSa).

En este punto, se identifican y describen las actividades a desarrollar en cada una de las etapas de la obra que puedan impactar al medio ambiente (aspectos ambientales) y los factores ambientales susceptibles de ser impactados por estas acciones (AySA, 2011). Luego se analizan los impactos ambientales que son los efectos que pueden generar los aspectos ambientales identificados en los factores ambientales considerados.

9.5.1 Aspectos Ambientales

Los aspectos ambientales son todas las actividades, productos o servicios identificados que interactúan con el medio ambiente.

Durante la etapa de construcción y montaje no se consideran las acciones de limpieza, remoción de vegetación o preparación de terreno, dado que el lugar de emplazamiento se encuentra dentro de un establecimiento industrial previamente construido.

Dentro de esta etapa, los aspectos más importantes a considerar son el movimiento de escombros, el montaje de obra, el uso y movimiento de maquinarias y herramientas y su mantenimiento, la implantación del soporte estructural, la generación, acopio, transporte y manejo de escombros y otros residuos de obra, la demanda de mano de obra, servicios e insumos, entre otros.

Para la etapa de construcción se contemplan las acciones de puesta en marcha y aquellos aspectos relacionados con la operación en condiciones anormales tales como cese de actividades por falta de suministro de servicios o insumos, rotura en las conducciones, etc. También se consideran las acciones de mantenimiento y limpieza de las instalaciones y unidades, así como la generación, disposición, transporte y manejo de residuos generados durante esta etapa.

Por último, las contingencias pueden producirse tanto durante la etapa de construcción y montaje como durante la operación y mantenimiento. Se consideran

aquellas situaciones imprevistas como incendios, explosiones, inundaciones, accidentes, derrumbes, etc.

En la tabla a continuación se listan los aspectos ambientales considerados:

Tabla 9.5.1: Aspectos Ambientales del proyecto.

Etapas de construcción y montaje	Movimiento de escombros y tierra
	Disposición transitoria y manejo de residuos
	Uso y movimiento de maquinaria y herramientas
	Implantación de soporte estructural
	Montaje de la obra
	Demanda de servicios e insumos
	Mantenimiento de maquinaria y herramientas
Etapas de operación y mantenimiento	Puesta en marcha
	Operación anormal de la planta
	Disposición transitoria y manejo de residuos
	Mantenimiento de las instalaciones
	Limpieza de las instalaciones
Contingencias	

9.5.2 Factores Ambientales

En la tabla 9.5.2 se enlistan los componentes ambientales que pueden sufrir afectaciones significativas debido a las actividades que se llevan a cabo durante las etapas de construcción y operación de la PTELI.

Tabla 9.5.2: Factores ambientales susceptibles a sufrir impactos.

Medio Natural	Agua	Calidad superficial
		Calidad subterránea
		Nivel freático
		Drenaje superficial original
	Suelo	Calidad
		Compactación y estabilidad
		Capacidad de uso
	Aire	Calidad
		Olores
		Ruido
		Vibraciones
	Flora	Diversidad y abundancia
Alteración del hábitat		
Fauna	Diversidad y abundancia	
	Alteración del hábitat	
Medio Antropogénico	Economía	Generación de empleo
		Comercio e industria
		Costos adicionales
	Infraestructura	Red de servicios
	Sociedad	Calidad de vida
		Seguridad y salud laboral
		Seguridad y salud pública
	Interés	Paisajístico
Cultural, histórico, arqueológico y/o paleontológico		

9.5.3 Matriz de Impactos Ambientales

Las matrices proporcionan un enfoque estructurado y es la metodología más utilizada por su simplicidad. Sin embargo, se debe tener en cuenta que la asignación de valores a los impactos ambientales genera resultados con alto grado de subjetividad.

Las matrices de impactos consisten en un cuadro de doble entrada en cuyas columnas y filas se disponen las acciones impactantes y los factores del medio susceptibles a recibir impactos (ENOHSa).

El método más utilizado es la matriz de Leopold, donde los factores ambientales se disponen como filas y los aspectos ambientales del proyecto se disponen en columnas.

Para este capítulo se presenta una matriz de Leopold adaptada, donde los impactos positivos se identificarán, pero solo se valorarán los impactos negativos. Es una adaptación que permite centrar el análisis de un proyecto desde otro punto de vista, mediante una valoración que se centre en la toma de decisión que permita remediar, impedir, reducir y evitar los daños indeseados. Aunque puede ser confuso realizando una mirada global de la valorización del proyecto, permite generar un enfoque más puntual y se otorga un nivel adicional de importancia en los impactos negativos, sin recibir amortiguaciones o estar influenciado por la ponderación con los impactos positivos sobre el mismo factor ambiental.

Con este enfoque, se busca considerar la EIA como algo más allá que un simple trámite tendiente a cubrir las exigencias administrativas de la autoridad ambiental. Este enfoque moderno busca generar la condición previa para definir el plan de acción para satisfacer la necesidad de garantizar la calidad ambiental donde se desarrollará el proyecto.

Claro está, que este enfoque puede adoptarse para este tipo de proyectos, donde se conoce que el impacto global sobre el medioambiente y social es positivo si se toman las medidas correctas del PGA. Este tipo de proyectos se realizan con el objetivo de cumplimiento de las obligaciones legales ambientales, además de las económicas que pueden generarse en consecuencia para la empresa. Por lo tanto, es importante centrarse en la planificación y toma de decisiones para la aplicación eficiente de las medidas impuestas en el PGA.

9.5.3.1 Identificación de Impactos Ambientales

En la figura 9.5.1 se muestra la matriz confeccionada para la identificación de los impactos ambientales.

Aspectos Ambientales			Etapa de construcción							Etapa de operación					
			Movimiento de escombros	Disposición transitoria y manejo de residuos	Uso y movimiento de maquinaria y herramientas	Implantación de soporte estructural	Montaje de la obra	Demanda de servicios e insumos	Mantenimiento de maquinaria y herramientas	Puesta en marcha	Operación anormal de la planta	Disposición transitoria y manejo de residuos	Demanda de servicios e insumos	Mantenimiento de las instalaciones	Limpieza de las instalaciones
Factores Ambientales															
Medio Natural	Agua	Calidad superficial		X					X		X	X	X		
		Calidad subterránea		X		X			X		X	X	X	X	
		Nivel freático													
		Drenaje superficial original													
	Suelo	Calidad		X					X		X	X	X	X	
		Compactación y estabilidad				X									
		Capacidad de uso													
	Aire	Calidad			X	X			X						X
		Olores		X						X	X			X	
		Ruido	X		X	X	X		X	X	X		X		
		Vibraciones	X		X	X	X		X	X	X		X		
	Flora	Diversidad y abundancia													
		Alteración del hábitat													
	Fauna	Diversidad y abundancia													
Alteración del hábitat															
Medio Antropogénico	Economía	Generación de empleo													
		Comercio e industria													
		Costos adicionales													X
	Infraestructura	Red de servicios	X	X							X	X		X	X
		Calidad de vida									X				
	Sociedad	Seguridad y salud laboral	X	X	X	X	X		X	X	X	X		X	X
		Seguridad y salud pública		X	X						X				X
		Paisajístico													X
	Interés	Cultural, historico, [...]													X

Figura 9.5.1: Matriz de identificación de impactos ambientales negativos.

Fuente: Elaboración propia.

En el marco de este proyecto, se consideran despreciables los impactos relacionados con la pérdida de productividad o capacidad de uso de los suelos, dado que la zona ya se encuentra construida y totalmente urbanizada.

Técnica y regulatoriamente se deben considerar la presencia de cuerpos de agua subterráneos y superficiales que pudieran ser susceptibles de recibir impactos, de manera tal que el sistema no implique efectos adversos en la zona donde se establecerá el sistema de tratamiento (Chavarria, 2014). Como se mencionó en los antecedentes, la zona de emplazamiento destinada para la obra se encuentra totalmente urbanizada y el predio industrial ya está construido, por lo que se consideran despreciables los impactos que pueda generar la obra sobre la modificación de la escorrentía natural de cursos de agua y la interferencia en el comportamiento en el nivel freático.

También se consideran despreciables tanto los impactos sobre la biodiversidad, abundancia y alteración del hábitat de los recursos biológicos, como sobre la modificación del recurso paisajístico de la zona, dado que la obra se emplaza dentro del predio de la empresa en una zona totalmente antropogénica.

Tampoco se encuentran sitios de interés cultural, histórico, arqueológico y/o paleontológico que requieran preservación especial en la zona de emplazamiento a las profundidades que se requiere excavar. De todos modos, se recomienda que ante un eventual hallazgo, se realice una consulta con un profesional en tema.

9.5.3.2 Caracterización de los Impactos Ambientales

En el cuadro a continuación se describen los criterios utilizados con mayor frecuencia para la caracterización de los impactos ambientales y su valoración respectiva.

Tabla 9.5.3: Características de los impactos ambientales. Fuente: Adaptación de AySA, 2012, y ENOHSa.

Variable	Descripción	Estado	Valor
Valor del impacto	Caracteriza el impacto según su afectación al factor ambiental	Negativo	-
		Positivo	+
Relación causal o Efecto (Ef)	Caracteriza la dependencia de una acción o través de otro efecto	Directa	3
		Indirecta	1
Intensidad (In)	Mide la magnitud del impacto en el sentido de la fuerza o grado de severidad con que se presenta la alteración	Bajo	1
		Medio	2
		Alto	3
Reversibilidad (Rv)	Caracteriza la capacidad de asimilación y de restablecer las condiciones originales naturalmente	Reversible	2
		Irreversible	4
Recuperabilidad (Rc)	Caracteriza la capacidad de restablecer las condiciones originales por intervención externa	Alta	1
		Media	2
		Baja - Mitigable	4
Persistencia (Pe)	Mide el alcance temporal o tiempo de permanencia del impacto	Temporal	2
		Permanente	4
Magnitud temporal o Momento (Mo)	Tiempo que transcurre entre la acción y la aparición del impacto sobre el factor ambiental	Inmediato	4
		Medio plazo	2
		Largo plazo	1
Magnitud espacial o Extensión (Ex)	Mide el alcance del impacto	Puntual	1
		Local	2
		Regional	4
Probabilidad de ocurrencia o Periodicidad (Pr)	Nivel de riesgo de causar un impacto en función de la frecuencia con la que se realiza la acción que lo produce	Baja - Eventual	1
		Media- Periódico	2
		Alta - Continuo	3

Impactos ambientales en la etapa de construcción

Durante la etapa de construcción de la planta de tratamiento de efluentes se generan impactos ambientales que son de carácter temporario, de magnitud variable y acotados al entorno inmediato de las obras, similar a los se generan en cualquier tipo de construcción de una obra de infraestructura edilicia.

En general, los impactos sociales disminuyen si la obra se construye en un área menos urbanizada. En contraposición, los impactos medioambientales son menores en áreas más urbanizadas, donde el hombre ya intervino y modificó las condiciones naturales originales.

Entre los impactos positivos durante la construcción tenemos el efecto sobre la economía, donde las diversas tareas a desarrollar se traducen en demanda laboral, industrial y de servicios, además de la necesidad de insumos, materiales y equipamiento.

Durante las acciones de implantación del soporte estructural, movimiento de escombros y montaje de la obra, es importante tener en cuenta las posibles interferencias que puedan generar las redes de servicios existentes en el área del proyecto. Debe realizarse un estudio de sondeo previo de dichas interferencias para evitar retrasos de la obra, generar gastos adicionales y/o provocar afectaciones o cortes de los servicios. De tomarse los recaudos mencionados, no se esperan interferencias con las redes de servicio.

Sin embargo, el uso y movimiento maquinaria puede generar trastornos en el tráfico y la red vial. Además el movimiento de escombros y disposición transitoria de residuos puede generar obstrucciones en la red de alcantarillado. Es necesario tomar las precauciones correspondientes dado que, de generarse, serían impactos negativos, indirectos, recuperables, de carácter eventual, alcance local y duración temporal.

Dentro de las actividades de implantación del soporte estructural se generan movimiento, disposición y transporte de suelo. A pesar de ser un impacto negativo sobre la compactación y estabilidad del suelo que debe ser tenido en cuenta, es de efecto directo y localizado, de intensidad leve, de carácter eventual y duración temporal. Para cada excavación se colocará relleno de suelo compactado alrededor de todas las estructuras para su contención física.

Para la construcción e instalación de las unidades, cámaras de inspección y mantenimiento y los conductos de circulación de efluente y provisión de servicios no requerirán de movimiento de suelo.

Como se mencionó anteriormente, no se esperan impactos significativos sobre la matriz suelo dado que el área de emplazamiento ya se encuentra totalmente construida. Sin embargo, la calidad del suelo puede verse afectada únicamente ante alguna contingencia, por derrames durante el mantenimiento o por arrastre e infiltración de lixiviados por mal manejo y disposición temporal de residuos líquidos o sólidos. Estos impactos, de generarse, son negativos, de intensidad baja, de efecto directo y localizado, de carácter eventual y duración temporal.

La calidad del agua puede verse comprometida por arrastre o lixiviación de material acopiado de manera transitoria, durante el lavado o mantenimiento de equipos y maquinaria. De producirse, son impactos negativos, de baja intensidad, de efecto indirecto, de alcance local, de duración temporal y ocurrencia eventual.

La calidad del aire puede verse alterada debido al aumento de la concentración de partículas en suspensión y monóxido de carbono por las actividades de maquinaria y su mantenimiento. La implantación del soporte estructural y el movimiento de escombros también pueden generar polvo debido al movimiento de tierra. Además, pueden generarse olores debido a la disposición transitoria de residuos. Estos impactos negativos son temporales pero continuos durante toda la etapa, de efecto reversible, de aparición inmediata o mediano plazo, de intensidad media y afectación directa y local.

Durante las actividades de construcción, el uso y movimiento de herramientas y maquinaria, su mantenimiento, el movimiento de escombros e implantación del soporte estructural y montaje de la obra se caracterizan por de la generación de ruidos molestos y vibraciones. Son impactos negativos caracterizados como temporales pero continuos durante esta etapa, de afectación directa, de intensidad media o alta, de efecto reversible e inmediato y acotado al entorno de las obras en cuestión.

Durante la etapa constructiva, pueden producirse impactos potenciales que afecten la salud y/o seguridad de los operarios y, de producirse, serán de carácter negativo, directo, inmediato y puntual, de probabilidad continua y de intensidad, duración y recuperabilidad variable. Puede reducirse notablemente la probabilidad de ocurrencia adoptando y respetando las medidas de seguridad e higiene correspondientes.

Por último, la calidad de vida y la salud y seguridad pública podrían verse comprometidas por la disposición transitoria de desechos de cualquier tipo y el uso de maquinaria o herramientas. Sin embargo, no se deberían verse impactadas dado que las obras se encuentran acotadas al predio de la empresa, de propiedad privada, además de todas las medidas que se implementarán para evitar estos riesgos. Estos impactos, de producirse, serían de carácter negativo, eventual y puntual, de efecto indirecto y de intensidad, duración y recuperabilidad variable.

Impactos ambientales en la etapa de operación

Entre los impactos positivos durante esta etapa se destacan aquellos que repercuten sobre la economía, aunque en menor medida que en la etapa de construcción, ya que se requerirá la contratación de profesionales, insumos y servicios para la operación y mantenimiento de la planta de tratamiento.

Durante la etapa de operación de la planta de tratamiento, los principales impactos negativos están relacionados con aquellos que impiden el cumplimiento del objetivo de la misma: depurar el efluente a una calidad óptima para vuelco a colectora cloacal. Puede generarse un tratamiento deficiente por condiciones incorrectas de operación, problema en las instalaciones, falta de capacitación de los operadores, discontinuidad en el sistema de tratamiento por corte de suministro de servicios o insumos, problemas técnicos o incumplimiento legal, o por alguna eventualidad o accidente que afecten el proceso global de tratamiento.

La calidad del agua y suelo puede verse comprometida por derrames o vertidos durante el mantenimiento o limpieza de las instalaciones, así como también por arrastre o lixiviación de los residuos depositados de manera transitoria. Son impactos negativos, de baja intensidad, de alcance local y ocurrencia eventual. De todos modos, son impactos poco significativos y probables dado que todo el predio se encontrará impermeabilizado con barreras de contención y conducción, por lo que no deberían generarse ninguna pérdida por infiltraciones o arrastre.

Durante la etapa de operación pueden generarse vibraciones y ruidos durante la puesta en marcha, el funcionamiento anormal de la planta y durante las actividades de mantenimiento de las instalaciones. Además, pueden producirse olores por la operación deficiente y limpieza de la planta y disposición incorrecta de residuos. Estos impactos son negativos, de afectación directa y local, de intensidad media o baja, reversibles, temporales y de probabilidad media o baja.

No se esperan impactos sobre las redes de servicios, con excepción de vuelcos o derrames que se puedan producir por mantenimiento, operación deficiente de la planta o durante la limpieza de las instalaciones; y que alcancen el desagüe pluvial o cloacal. También pueden generarse obstrucciones de estos desagües por disposición transitoria de residuos. Es necesario tomar recaudos al respecto mediante métodos de contención y

conducción adecuada ya que, de generarse, estos impactos serían negativos y de extensión local, aunque de baja intensidad, ocurrencia eventual, temporal y recuperable.

De todos modos, cabe aclarar que bajo las condiciones de diseño, no se espera afectación en la red de desagüe cloacal, debido a su bajo caudal y a que la calidad de vertido es superior a la establecida por AySA, actual prestadora del servicio de recolección.

En cuanto a la disposición de lodos y sólidos, es necesario evaluar el tratamiento previo de éstos, así como también gestionar la correcta disposición final de los mismos de acuerdo al volumen generado, el proceso donde son generados y las características de los mismos. Problemas en manejo y disposición de los mismos pueden ser susceptibles de impactar de manera negativa en la salud pública y laboral, la calidad de vida de la población vecina y la calidad de los recursos naturales.

La calidad de vida también puede verse impactada de igual magnitud por la operación ineficiente de la planta.

Durante la etapa de operación y puesta en marcha, pueden producirse impactos que afecten la integridad de la seguridad y salud de los operarios. De producirse, serán negativos, directos, de carácter inmediato y puntual, de probabilidad continua y de intensidad, duración y recuperabilidad variable. Pueden reducirse notablemente la probabilidad de ocurrencia y su intensidad adoptando y respetando las medidas de seguridad e higiene correspondientes.

Impactos ambientales por contingencias

Las contingencias pueden ocurrir en cualquier etapa del proyecto y pueden ser de origen natural (como inundaciones) o por accidentes de origen humano (como explosiones o derrames). Se caracterizan por generar impactos negativos sobre los factores ambientales que generalmente, son de carácter eventual, de alcance y magnitud variable en función del grado de afectación.

Una contingencia como una inundación o derrame puede generar impactos negativos sobre la calidad del agua y del suelo, mientras que una contingencia como una explosión, puede generar impactos negativos sobre la calidad del aire.

Podrían generar impactos negativos sobre el paisaje de la zona, así como también sobre el funcionamiento normal de los servicios, generando impactos negativos, generalmente recuperables, de alcance local o regional, de efecto directo, inmediato pero transitorio, de ocurrencia eventual y magnitud variable.

Las contingencias generan un impacto negativo sobre la economía, que se plasma en costos adicionales para revertir los daños ocasionados. Son de carácter directo, de afectación elevada, recuperable, eventual y de alcance puntual o local.

Las contingencias presentan su mayor impacto en la salud y seguridad laboral y pública, siendo éstos de carácter negativo, de efecto directo, de intensidad elevada, eventuales, de afectación inmediata y de persistencia, recuperabilidad y magnitud variable.

9.5.3.3 Valorización de los Impactos Ambientales

Una vez caracterizados los impactos, se expresa la importancia (I) del impacto numéricamente aplicando la siguiente ecuación:

$$I = +/-(3In + 2Ex + Mo + Pe + Rv + Rc + Ef + Pr) \quad \text{Ecuacion 9.1}$$

Se pueden agrupar los valores obtenidos en rangos e identificarlos con colores para una mejor visualización de los resultados. Los casilleros en blanco representan acciones que no producen impactos significativos identificables.

Tabla 9.5.4: Categorías de impacto en función de su valoración con sus colores identificatorios.

Impacto	Valor
Positivo	Mayor a 0
No significativo	Mayor a -10
Bajo	Mayor a -22
Medio	Entre -23 y -28
Alto	Menor a -29

Los impactos positivos no se cuantificarán y solo se identifica su casilla coloreada en verde dentro de la matriz. Si bien podría ponderarse estos impactos, el propósito es valorizar y analizar los impactos negativos sobre los cuales se deben tomar medidas en el PGA.

A continuación se muestra la matriz de valoración de impacto generada en función del índice de importancia:

Aspectos Ambientales		Etapa de construcción						Etapa de operación						Total impactos sobre factores ambientales			
		Movimiento de escombros	Disposición transitoria y manejo de residuos	Uso y movimiento de maquinaria y herramientas	Implantación de soporte estructural	Montaje de la obra	Demanda de servicios e insumos	Mantenimiento de maquinaria y herramientas	Puesta en marcha	Operación anormal de la planta	Disposición transitoria y manejo de residuos	Demanda de servicios e insumos	Mantenimiento de las instalaciones		Limpieza de las instalaciones	Contingencias	
Factores Ambientales																	
Medio Natural	Agua	Calidad superficial		-13					-13		-13	-13	-13	-25	-15		
		Calidad subterránea		-13	-15			-13		-13	-13	-13	-13	-25	-15		
		Nivel freático															
		Drenaje superficial original															
	Suelo	Calidad		-12					-12		-12	-12	-12	-25	-14		
		Compactación y estabilidad				-20									-20		
		Capacidad de uso															
	Aire	Calidad			-23	-17			-23						-26	-22	
		Olores		-20						-20	-20		-20			-20	
		Ruido	-26		-29	-26	-26		-26	-19	-19		-21			-24	
		Vibraciones	-26		-29	-26	-26		-26	-19	-19		-21			-24	
	Flora	Diversidad y abundancia															
		Alteración del hábitat															
	Fauna	Diversidad y abundancia															
Alteración del hábitat																	
Medio Antropogénico	Economía	Generación de empleo															
		Comercio e industria															
		Costos adicionales													-25	-25	
	Infraestructura	Red de servicios	-14	-14							-11	-14		-11	-28	-15	
		Calidad de vida		-16	-16						-16	-16				-16	
	Sociedad	Seguridad y salud laboral	-25	-25	-25	-25	-25		-20	-20	-20	-20		-20	-20	-29	-23
		Seguridad y salud pública		-16	-16							-16				-29	-19
	Interés	Paisajístico														-28	-28
Cultural, histórico, [...]																	
Total impactos generado por aspectos ambientales			-23	-16	-23	-22	-26		-19	-19	-18	-16		-17	-15	-27	-20

Figura 9.5.2: Matriz de evaluación de impacto ambiental. Fuente: Elaboración propia.

A partir de la matriz confeccionada, puede observarse que la mayoría de los impactos negativos son bajos o medios. Impactos positivos se reflejan en la economía, mientras que impactos negativos altos se presentan en la seguridad y salud por contingencias y en la generación de ruidos y vibraciones por uso y movimiento de maquinaria y herramientas durante la etapa de construcción.

La última columna de la matriz representa el promedio del total de los impactos sobre los factores ambientales. En otras palabras, muestra cuales son los factores que más se ven afectados durante las actividades de este proyecto.

Como se esperaba desde un principio, el medio socioeconómico es el que presenta mayores impactos medios, reflejado en los costos adicionales por contingencias y en la seguridad y salud laboral. La generación de ruido y vibraciones se consideraron dentro de la matriz aire, pero pueden considerarse como afectaciones en la calidad de vida de la población vecina, quienes son los que van a presenciar estas molestias.

El medio natural, si bien presenta impactos negativos, éstos son leves debido a lo mencionado anteriormente del hecho que la zona de emplazamiento corresponda a un área totalmente industrial mixta. Es decir, el medio natural ya fue alterado casi en su totalidad por el hombre previamente.

Por otro lado, la última fila de la matriz representa el promedio de los impactos generador por cada aspecto ambiental, es decir, muestra las acciones que son más impactantes globalmente. Se observa las acciones que mayor impacto negativo generan son movimiento de escombros, uso y movimiento de maquinaria y equipos, montaje de la obra y contingencias.

Es importante que se lleve a cabo el PGA para prevenir, minimizar, evitar o remediar la ocurrencia de estos potenciales impactos negativos.

Cabe volver a recordar, que esta valoración cuantitativa de las variables cualitativas es subjetiva. Muchos de los efectos que pueden generarse son en realidad no cuantificables y por lo tanto el valor de dicho efecto ambiental no será una magnitud medible.

9.6 Plan de Gestión Ambiental (PGA)

El PGA tiene como función la estructuración de los recursos para la implementación eficiente de las medidas que prevengan, minimicen, eviten o remedien la ocurrencia de los potenciales impactos ambientales negativos descritos anteriormente. En resumen, permite garantizar un desarrollo ambientalmente amigable del proyecto.

El PGA se compone de otros programas, planes y medidas que forman parte de la estructura global (figura 9.6.1) y que se describen a continuación.



Figura 9.6.1: Programas que ponen al PGA.

9.6.1 Programa de prevención

Este programa tiene como objetivo considerar los factores ambientales y las medidas de prevención en la etapa más temprana. A continuación se detallan en la siguiente tabla las consideraciones para la protección del medio ambiente:

Tabla 9.6.1: Programa de prevención.

Factor	Medida de prevención
Calidad del aire	Mantenimiento de los equipos con motores a combustión para reducir las emisiones
	Minimizar tránsito de maquinaria
	Prevenir la generación y dispersión de polvo a partir de la limpieza adecuada y humedecer áreas secas
Generación de ruido	Cumplir con la normativa aplicable para ruido
	Utilizar silenciadores o barreras de insonorización para control del ruido de maquinaria

	Entregar protección auditiva al personal expuesto a niveles superiores al máximo permisible
Generación de vibraciones	Realizar el aislamiento de estructuras o unidades con soportes anti vibratorios y prevenir la transmisión de vibraciones al exterior
	Crear un programa de gestión de los mismos
	Reducir su generación y promover su reutilización
Generación de residuos líquidos y sólidos	Realizar la separación y contención adecuada de los residuos generados
	Destinar áreas de disposición transitoria con superficies impermeables, barrera anti derrames y canaletas de recolección
	Registrar cantidad y característica de los residuos generados
	Operador y transportista de residuos deberá estar habilitado
	Evitar vuelcos, pérdidas, lixiviados o derrames
Seguridad y salud ocupacional	Identificar y evaluar los posibles riesgos para prevenir accidentes laborales
	Elaborar un programa de seguridad e higiene
	Dotar los equipos de protección personal de uso obligatorio
	Colocar señales que indiquen los posibles riesgos y los EPP a utilizar en cada área o maquina
	Mantener el orden y la limpieza de las áreas de trabajo y de paso
Almacenamiento y manipulación de insumos	Utilizar contenedores que eviten la pérdida de material
	Destinar áreas de almacenamiento equipadas con superficies impermeables y barrera anti derrames
	Evitar vuelcos, pérdidas, lixiviados o derrames
	Identificar adecuadamente cada contenedor
	El transporte y manipulación del material deberá ser con los elementos y maquinaria adecuada
Mantenimiento	Realizar mantenimiento preventivo y correctivo para garantizar óptimas condiciones operativas
	Destinar área de mantenimiento con superficies impermeabilizadas y barrera anti derrame
Infraestructura	Realizar mantenimiento de las conducciones y unidades
	Identificar interferencia de redes o instalaciones de otros servicios existentes en el área de obra
	Respetar y mantener el servicio de infraestructura original y rediseñar de

	ser necesario
Calidad de vida de población vecina	Respetar horarios, duración e intensidad de ruidos molestos y vibraciones
	Respetar las delimitaciones del área de obra y operación por seguridad
	Instalar elementos de protección y señalización para evitar riesgos de daño a personas

9.6.2 Programa de monitoreo y seguimiento

Se desarrollará un plan de monitoreo con el objetivo de proporcionar un sistema de control ambiental, a partir de información que permita alertar sobre un indicador de impacto. De esta manera, se pretende conservar el medio ambiente, a partir de garantizar el cumplimiento de las medidas preventivas y correctivas.

La PTELI fue diseñada para un requerimiento de mantención mínimo y una operación fluida. Sin embargo, es necesario realizar algunos procedimientos de monitoreo simples que permitan asegurarse que la planta opere en condiciones óptimas.

En la tabla 9.6.2 se resumen algunas de las actividades de monitoreo a realizar para cada indicador y la frecuencia de monitoreo respectiva, la cual puede ser mayor de ser requerido.

Se sugiere además, elaborar un reporte operacional completo trimestralmente.

Tabla 9.6.2: Actividades y frecuencia de monitoreo y seguimiento

Actividad de monitoreo y seguimiento		Frecuencia
Calidad del aire	Medición de ruido y vibraciones en el área de trabajo de acuerdo a los niveles de exposición	Semestral
	Medición de ruido y vibraciones ambiental	Anual
	Detectar y corregir presencia de malos olores	Diaria
Generación de residuos	Controlar la gestión de residuos desde su generación, almacenamiento, retiro, transporte y disposición final	Permanente
Condiciones hidráulicas	Medición de caudal	Diaria
	Identificar y evitar acumulación de sólidos y cortocircuitos en las unidades	Semanal

Calidad del agua	Medición de pH, Temperatura, OD, Turbidez, SST	Diaria
	Medición de DQO	Semanal
	Medición de DBO	Quincenal
	Nivel de barro IVL	Diaria
	Observación del color y claridad del efluente final	Diaria
	Detectar presencia de material flotante o espumas en reactores	Semanal
Nivel de agua	Revisar nivel de agua en tanques e identificar posibles fugas	Diaria
Dosificadores de químicos	Revisar sistemas de dosificación y corroborar la correcta dosificación	Diaria
	Preparación de soluciones: reguladores de pH	Diaria
	Preparación de soluciones: coagulantes y floculantes	Semanal
Extracción de lodos	Realizar la purga de lodos para cada ciclo o cuando sobrepasen el nivel máximo	Diaria
Equipos y maquinaria	Identificar y corregir sobrecalentamientos, vibraciones o ruidos anormales	Mensual
Infraestructura	Inspeccionar el estado de las tuberías y conexiones. Revisar filtraciones.	Mensual
	Limpieza de unidades	Semestral
	Parada de mantenimiento y limpieza total	Anual
	Controlar funcionamiento de extractores para evitar acumulación de gases	Mensual

9.6.3 Programa de mitigación

Las medidas que se proponen en el siguiente programa son correctivas y destinadas a recuperar aquellos factores ambientales que hayan sido impactados.

Realizadas las mediciones correspondientes y tomadas las demás medidas descriptas, si continúan los impactos deberán implementarse estas medidas correctivas para restablecer las condiciones normales.

Algunas de estas medidas pueden ser:

- Programar las tareas y realizar las actividades en horarios menos sensibles
- Comunicar de manera anticipada las tareas a realizar

- Minimizar la duración y frecuencia de las mismas
- Señalizar de manera adecuada, delimitar el área y garantizar alternativas

En todos los casos se deberán analizar las medidas concretas de recomposición para la restitución del medio afectado.

9.6.4 Programa de contingencias

El plan de contingencia tiene como objetivo generar respuestas planificadas y ordenadas ante la aparición de un accidente o emergencia. De esta manera, se evitan la toma de decisiones y acciones apresuradas que puedan disminuir la capacidad de resolver un problema o hasta pueda llevar al agravamiento de la situación.

Con la finalidad de proteger el medio ambiente, es necesario emplear medidas de control ambiental que sean técnica y económicamente viables para esta empresa. Es importante que todo el personal reciba entrenamiento adecuado en cuanto a la respuesta adecuada que debe adoptar frente a una contingencia como incendio, explosiones, vuelcos o derrames, derrumbes, entre otros.

Se debe establecer el lineamiento general para prevenir las contingencias:

- Detección: Se deberá mantener bajo constante vigilancia las actividades que se lleven a cabo. Observar y evaluar la situación de contingencia.
- Iniciación de acción de respuesta: La persona que detecte el incidente deberá dar aviso inmediatamente al responsable del área a cargo, quien iniciará las acciones de respuesta.
- Equipo de contingencia: Se deberá contar con extintores según el tipo de fuego a controlar y todo el personal deberá estar saber sobre su funcionamiento; Se deberá contar con equipo para derrames con los elementos de protección personal adecuados para actuar; Se deberá contar con un botiquín de primeros auxilios.
- Respuesta operacional: Detener o reducir la contingencia, evitar la expansión de la misma e intentar aislar el área mediante barreras, utilizar los elementos de protección personal, proceder conforme a lo establecido en los planes de emergencia.
- Establecer procedimientos de respuesta a emergencias mediante la generación de un plan de emergencias. Realizar capacitaciones y simulacros periódicos.

La implementación de acciones coordinadas en conjunto, favorecen la respuesta más eficiente ante contingencias generales (AySA, 2012).

9.6.5 Programa de capacitación

Como se viene mencionando, este programa es fundamental para educar e informar al personal y, de esta manera, mejorar el desempeño tanto en el ámbito ambiental como laboral.

Los ejes centrales de las capacitaciones son relacionadas a los demás programas que se mencionaron:

- Programa de prevención
- Programa de monitoreo
- Programa de mitigación
- Programa de contingencia

Es importante que el personal de construcción y operación tome consciencia de que la conservación y protección del medio ambiente es responsabilidad de todos los que intervienen en el proyecto.

Es necesario entonces establecer acciones de formación y capacitación técnica para la operación y/o gestión de este proyecto. Además, se deberán realizar entrenamientos y simulacros periódicos para atender frente a situaciones de contingencia.

9.7 Conclusiones

A partir de la EIA elaborada, se puede concluir que el proyecto es viable desde el punto de vista ambiental y socioeconómico. En general, el impacto global relacionado con este tipo de proyectos es positivo, en relación a la gestión ambientalmente correcta de los efluentes líquidos industriales de la empresa.

El balance de los potenciales impactos negativos identificados, fue caracterizado como leve. Contemplando las medidas establecidas en el PGA, es posible concretar el proyecto mediante la minimización de los mismos.

Para resumir, el proyecto no presenta impactos negativos significativos que puedan impedir su concreción o que no puedan ser minimizados mediante la implementación del PGA.

CONCLUSIONES FINALES

A partir de los resultados de la caracterización físicoquímica del efluente generado durante el proceso de impresión offset, se evidencia que algunos parámetros no cumplen con los límites establecidos por la normativa vigente para vuelco a colectora cloacal.

Las principales necesidades de tratamiento fueron la carga orgánica, el pH y los sólidos sedimentables. Se incorporaron los parámetros de turbidez, sólidos suspendidos y color para comparar la efectividad de las alternativas de tratamiento propuestas.

El proceso de coagulación, floculación y sedimentación ensayado en laboratorio demostró ser eficiente para el tratamiento de este efluente industrial. Sin embargo, los porcentajes de remoción alcanzados no fueron suficientes para conseguir la calidad final impuesta por la normativa para vuelco. Se propuso acoplar una segunda instancia de tratamiento mediante reactores biológicos discontinuos secuenciales, que demostraron ser eficientes para este tipo de desagües industriales, permitiendo alcanzar las necesidades de calidad final.

Se estudiaron y analizaron numerosas alternativas de tratamiento, junto con las instalaciones y equipos para presentar un diseño que incorpore y combine la mayor eficiencia posible, con optimización económica y respetando el medio ambiente.

El diseño expuesto es viable técnicamente, permitiendo alcanzar el objetivo de depuración final para este efluente industrial y se adapta a las condiciones de espacio disponible dentro del establecimiento industrial. Se consideraron criterios de diseño conservadores y márgenes de seguridad, que permiten la adaptabilidad de la planta de tratamiento frente a posibles fluctuaciones de caudal o carga.

A partir del análisis económico, se concluye que tratar estos desagües industriales generados por la imprenta para conseguir una calidad apta para vertido a colectora cloacal, implica un costo económico y ambiental 10 veces menor, comparado con la gestión actual de la imprenta que implica la disposición final por gestores ambientales autorizados.

Por último, el proyecto presenta un impacto socioeconómico y ambiental global positivo. Es importante implementar y respetar el Plan de Gestión Ambiental para garantizar el adecuado desarrollo socioambiental del proyecto.

En resumen, este proyecto es viable económica, tecnológica y ambientalmente.

Conclusiones personales

El desarrollo del proyecto fue un camino intensivo por la cantidad de lecturas, estudio y análisis que tuve que integrar.

Me enfrenté a varios desafíos que llevaron a cambios en los lineamientos iniciales propuestos (cargas en la composición fisicoquímica del efluente superiores a las esperadas y técnicas o procesos que terminaron siendo inviables para aplicación a escala industrial). Para todos los casos pudieron plantearse nuevas soluciones y seguir adelante para alcanzar el objetivo propuesto al comienzo.

Realizar este Proyecto Final Integrador de carrera fue una experiencia que aportó significativamente a mi proceso de formación académica. Incorporé muchos conocimientos nuevos y reforcé otros adquiridos durante mis años de formación. También pude poner a prueba mis capacidades, habilidades y destrezas, que considero importante para mi desempeño como futura profesional.

Sin dudas, la elaboración de un Proyecto Final Integrador forma parte de una instancia vital para dar lugar al crecimiento y desarrollo personal y como futuros profesionales en el campo de la Ingeniería Ambiental.

RECOMENDACIONES GENERALES

- ❖ Implementar el sistema de tratamiento de efluentes industriales presentado, que permite mejorar la gestión de manera más eficiente desde el punto de vista ambiental y económico.
- ❖ Incorporar tratamientos adicionales a los lodos generados para disminuir su volumen y contenido de humedad, reduciendo de esta manera los costos por el servicio de transporte y disposición final a gestores ambientales tercerizados.
- ❖ Estudiar y analizar la reutilización potencial del agua tratada para la limpieza de máquinas y elementos de impresión. De esta manera, se logra contribuir significativamente a la reducción del consumo de este recurso.
- ❖ Analizar la viabilidad de utilizar impresoras de planchas descartables (plotter), que no necesitan ser enjuagadas. De esta manera, se reduce considerablemente el consumo de agua y el uso de insumos de enjuague y, consecuentemente, la generación de efluente.
- ❖ Realizar un estudio del avance tecnológico para el tratamiento de efluentes industriales constantemente, ya que es posible que se generen nuevas alternativas viables técnicamente y accesibles económicamente para su aplicación.

Referencias bibliográficas

- ACUMAR. (2015a). *AySA Cloacas: Estado de proyectos y obras al 30-06-2015*. Recuperado a partir de <http://www.acumar.gov.ar/content/documents/9/5089.pdf>
- ACUMAR. (2015b). Estudio de Impacto Ambiental: Parque Industrial Curtidor Lanus, Planta de tratamiento de efluentes industriales. Recuperado a partir de <http://ambiente.gob.ar/wp-content/uploads/Informe-del-Estudio-de-Impacto-Ambiental.pdf>
- ACUMAR. (2017). Resolución N°46, Anexo I - Tabla consolidada de límites admisibles de vertido de efluentes líquidos. Recuperado a partir de <http://www.acumar.gov.ar/normativa/184/resolucion-4617>
- ADA. (2003). Resolución N°336, Anexo II - Parámetros de calidad de las descargas límite admisibles. Recuperado a partir de <http://www.ada.gba.gov.ar/normativa/RESOLUCIONES/RESOL336-2003.pdf>
- APHA-AWWA-WPCF (2005). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Pollution Control Federation. 21ed., New York.
- Artan, N., Tasli, R., & Orhon, D. (2006). Rational basis for optimal design of sequencing batch reactors with multiple anoxic filling for nitrogen removal. *Process Biochemistry*, 41(4), 901–908. <https://doi.org/10.1016/j.procbio.2005.11.009>
- AySA. (1992). Decreto N°999, Anexo B - Límites máximos permisibles para vuelco a desagüe cloacal. Recuperado a partir de <http://servicios.infoleg.gob.ar/infolegInternet/anexos/5000-9999/9045/norma.htm>
- AySA. (2011). Evaluación de impacto ambiental: Expansión del sistema de saneamiento cloacal de la subcuenca de saneamiento Lanús. Recuperado a partir de http://www.aysa.com.ar/Media/archivos/485/1_EIA129_Expansion_Subcuenca_de_Saneamiento_Lanus.pdf
- AySA. (2012). Estudio de Impacto Ambiental - Obras Básicas del Plan Director de AySA en la CMR. Recuperado a partir de http://www.aysa.com.ar/Media/archivos/549/8_EIA165_Impulsión_Colector_Industrial_ACUBA_Wilde.pdf
- Bañuelos, R. (1994). *Estudio comparativo de un sistema de tratamiento biológico de aguas residuales de tipo convencional con otro de reactores biológicos de tipo secuencial intermitente*. Universidad Autónoma de Nuevo León. Recuperado a partir de <http://eprints.uanl.mx/7570/1/1020113919.PDF>
- Bertola, N., Bevilacqua, A., & Contreras, E. (2007). Análisis de Reactores Biológicos. *ResearchGate*, (February 2007).
- Bratby, J. (1980). *Coagulation and Flocculation With an emphasis on water and wastewater treatment*. Uplands Press Ltd. Recuperado a partir de <https://www.ircwash.org/sites/default/files/253-80CO-1277.pdf>

- Bungay, S., Humphries, M., & Stephenson, T. (2007). Operating strategies for variable flow sequencing batch reactors. *Water Environ. J.*, 21(1), 1–8. <https://doi.org/10.1111/j.1747-6593.2006.00031.x>
- Camacho, W., & Galvez, H. (2006). Aprendizaje en la asignatura de Hidraulica II. Recuperado a partir de <https://es.slideshare.net/edinson1606/texto-alumno-hidraulica-ii>
- Carderas, Y. (2000). Tratamiento de agua: coagulación y floculación. *Sedapal*. Recuperado a partir de http://www.sedapal.com.pe/c/document_library
- Chang, H. N., Moon, R. K., Park, B. G., Lim, S. J., Choi, D. W., Lee, W. G., ... Ahn, Y. H. (2000). Simulation of sequential batch reactor (SBR) operation for simultaneous removal of nitrogen and phosphorus. *Bioprocess Engineering*, 23(5), 513–521. <https://doi.org/10.1007/s004499900188>
- Chavarria, D. (2014). *Dimensionamiento, conceptualización y propuesta de un sistema de tratamiento de aguas residuales del Centro Nacional de Ciencia y Tecnología de Alimentos*. Universidad de Costa Rica. Recuperado a partir de <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/2018/1/36173.pdf>
- Chulluncuy, N. C. (2011). Tratamiento de agua para consumo humano. *Ingeniería Industrial*, 29, 153–170. Recuperado a partir de <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=337428495008>
- Companhia Ambiental Do Estado De Sao Paulo (CETESB). (s. f.). Norma Técnica CETESB L4.120 - Medición de flujo en cursos de agua por medio de vertederos de pared delgada (Anexo II - Vertederos). Recuperado a partir de <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/scan/017575/017575-15a.pdf>
- Coulson, J., & Richardson, J. (2004). *Ingeniería química - Flujo de fluidos, transmisión de calor y transferencia de materia*. (R. S.A., Ed.) (3ª ed.). Barcelona, España.
- Da Silva, M. R. A., De Oliveira, M. C., & Nogueira, R. F. P. (2004). Estudo da aplicação do processo foto-Fenton solar na degradação de efluentes de indústria de tintas. *Eclética Química*, 29(2), 19–25. <https://doi.org/10.1590/S0100-46702004000200003>
- Dautan, R., Perez, M. L., Contreras, A., & B., R. (1998). *Diseño y construcción de un reactor discontinuo secuencial para remoción de DBO*. Congreso Interamericano de AIDI, LIMA; Peru.
- De La Cruz González, N. (2013). *Estudio de la eliminación de contaminantes emergentes en aguas mediante procesos de oxidación avanzados*. Universidad de Barcelona. Recuperado a partir de <http://ccuc.cbuc.cat/record=b5848746~S23%2Acat>
- Diaz, A. (2009). *Eliminación Biológica de Nutrientes en Efluentes Agroindustriales Utilizando Reactores por Carga Secuencial (SBR)*. Universidad del Zulia, Venezuela.
- Ding, L., Chen, Y., & Fan, J. (2011). An overview of the treatment of print ink wastewaters. *Journal of Environmental Chemistry and Ecotoxicology*, 3(10), 272–276. Recuperado a partir de <http://www.academicjournals.org/journal/JECE/article-full-text->

pdf/743C63A2007

- Dirección Provincial de Saneamiento y Obras Hidráulicas. (2009). Plan Hidráulico del Área Metropolitana, Rural y Costera de la provincia de Buenos Aires. Recuperado a partir de [http://www.mosp.gba.gov.ar/sitios/hidraulica/informacion/Plan Hidraulico 2009.pdf](http://www.mosp.gba.gov.ar/sitios/hidraulica/informacion/Plan_Hidraulico_2009.pdf)
- Dutta, A., & Sarkar, S. (2015). Sequencing Batch Reactor for Wastewater Treatment: Recent Advances. *Current Pollution Reports*, 1(3), 177–190. <https://doi.org/10.1007/s40726-015-0016-y>
- Echeverría, R. (2015). *Estrategia de Manejo Ambiental para una Industria Gráfica*. Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú. Recuperado a partir de <http://repositorio.lamolina.edu.pe/handle/UNALM/2147?show=full>
- Eckenfelder, W. W. (2001). *Industrial Water Pollution Control* (3ª ed.). McGraw-Hill Companies. Recuperado a partir de <https://es.scribd.com/doc/99492819/Eckenfelder-Industrial-Water-Pollution-Control-3rd-Edition>
- ENOHSa. (s. f.). Fundamentación de normas.
- Fendri, I., Khannous, L., Timoumi, A., Gharsallah, N., & Gdoura, R. (2013). Optimization of coagulation-flocculation process for printing ink industrial wastewater treatment using response surface methodology. *African Journal of Biotechnology*, 12(30), 4819–4826. <https://doi.org/10.5897/AJB12.1900>
- Fiotto S. (2013). *Modelamiento y simulación de reactores secuenciales discontinuos en un proceso de digestión anaeróbica*. Editorial de la Universidad Tecnológica Nacional. Universidad Tecnológica Nacional Regional Bahía Blanca. Recuperado a partir de <http://www.edutecne.utn.edu.ar>
- Gao, B., Yue, Q., Wang, Y., & Zhou, W. (2007). Color removal from dye-containing wastewater by magnesium chloride. *Journal of Environmental Management Elsevier*, 82, 167–172. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2005.12.019>
- Goel, R. K., Flora, J. R. V., & Chen, J. P. (2005). Flow Equalization and Neutralization. En L. K. Wang, Y.-T. Hung, & N. K. Shamas (Eds.), *Physicochemical Treatment Processes* (pp. 21–45). Totowa, New Jersey: Humana Press Inc. Recuperado a partir de http://waterlib.ir/wp-content/uploads/2015/08/Physicochemical_Treatment_ProcessesV3.pdf
- Hai, F. I., Yamamoto, K., Fukushi, K., & Hai, F. I. (2007). Hybrid treatment systems for dye wastewater Hybrid treatment systems for dye wastewater Hybrid Treatment Systems for Dye Wastewater. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 37(4), 315–377. <https://doi.org/10.1080/10643380601174723>
- Hess, M. L. (1981). Teoría y dimensionamiento de procesos: consideraciones hidráulicas. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. Recuperado a partir de <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/scan2/011643/011643-05.pdf>
- Irvine, R. L., Ketchum, L. H., & Asano, T. (1989). Sequencing batch reactors for biological

- wastewater treatment. *Critical Reviews in Environmental Control*, 18(4), 255–294. <https://doi.org/10.1080/10643388909388350>
- Kang, S., Liao, C., & Po, S. (2000). Decolorization of Textile Wastewater by Photo-Fenton Oxidation Technology technology. *Chemosphere*, 41(June), 1287–1294. [https://doi.org/10.1016/S0045-6535\(99\)00524-X](https://doi.org/10.1016/S0045-6535(99)00524-X)
- Ketchum, L. (1997). Design and physical features of sequencing batch reactors. *Water Science and Technology*, 35(1), 11–18. [https://doi.org/10.1016/S0273-1223\(96\)00873-6](https://doi.org/10.1016/S0273-1223(96)00873-6)
- Kiurski, J. S., Oros, I. B., Ralevic, N. M., & Stefanov, J. (2015). Statistical methods as indicator of offset printing wastewater quality. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 29(6), 1709–1720. <https://doi.org/10.1007/s00477-014-1013-1>
- Kurt, U. (2006). Treatability of Water-Based Paint Wastewater with Fenton Process in Different Reactor Types with Fenton process in different reactor types, (June 2014). <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2005.11.026>
- Liu, Y. (2008). *Wastewater Purification: Aerobic Granulation in Sequencing Batch Reactors*. Group, Taylor & Francis.
- Ma, X. J., & Xia, H. L. (2009). Treatment of water-based printing ink wastewater by Fenton process combined with coagulation. *Journal of Hazardous Materials*, 162(1), 386–390. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2008.05.068>
- Mace, S., & Mata-Alvarez, J. (2002). Utilization of SBR Technology for Wastewater Treatment: An Overview. *Industrial & Engineering Chemistry Research*, 41(23), 5539–5553. <https://doi.org/10.1021/ie0201821>
- Machulek, A., Quina, F. H., Gozzi, F., Silva, V. O., Friedrich, L. C., & Moraes, J. E. F. (2010). Fundamental Mechanistic Studies of the Photo-Fenton Reaction for the Degradation of Organic Pollutants. Recuperado a partir de <http://ro.uow.edu.au/scipapers/4887%5Cnhttp://ro.uow.edu.au/scipapers/4887>
- Marbello, R. (2005). Vertederos y Calibración de Vertederos de Medida. En *Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica* (pp. 5–47). Universidad Nacional de Colombia, Medellín. Recuperado a partir de [http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/31/3353962.2005.Parte 6.pdf](http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/31/3353962.2005.Parte%206.pdf)
- McCabe, W., Smith, J., & Harriott, P. (2007). *Operaciones Unitarias en Ingeniería Química*. (McGraw-Hill/Interamericana, Ed.) (7ª ed.). Mexico.
- Metcalf, E., & Eddy, H. (2003). *Wastewater engineering: treatment and reuse*. (M.-H. P. Company, Ed.) (4ª ed.). New Delhi, India. [https://doi.org/10.1016/0309-1708\(80\)90067-6](https://doi.org/10.1016/0309-1708(80)90067-6)
- Molina, J. (2005). *Análisis ambiental urbano del partido de Lanús*. Universidad de Flores. Recuperado a partir de [http://www.uflo.edu.ar/institucional/files/vari0s/volumen3/trabajo6/Ambiental Urbano.pdf](http://www.uflo.edu.ar/institucional/files/vari0s/volumen3/trabajo6/Ambiental%20Urbano.pdf)

- Monsalve, J. A., & Cardona, S. (2014). *Electrocoagulación para el reúso de aguas residuales del proceso de impresión en la industria papelera*. Universidad Pontificia Boliviana, Facultad de Ingeniería Química, Medellín, Colombia. Recuperado a partir de <https://repository.upb.edu.co/handle/20.500.11912/2286>
- Municipio de Lanús. (2012). Plan estratégico urbano territorial del Municipio de Lanús. Recuperado a partir de http://www.aysa.com.ar/Media/archivos/549/8_EIA165_Impulsión_Colector_Industrial_ACUBA_Wilde.pdf
- Nandy, T., Shastry, S., Pathe, P. P., & Kaul, S. N. (2003). Pre-treatment of currency printing ink wastewater through coagulation-flocculation process. *Water, Air, and Soil Pollution*. <https://doi.org/10.1023/A:1025454003863>
- Nandy, T., Vyas, R. D., Shastry, S., & Kaul, S. N. (2003). Optimization of Coagulants for Pretreatment of Printing Ink Wastewater. *Environmental Engineering Science*, 19(1), 1–7. <https://doi.org/10.1089/109287502753590197>
- Oleaga, A., Pacheco, F., & Puig, L. (2004). Guía para medición de caudales de efluentes industriales. Dirección Nacional de Medio Ambiente, Montevideo, Uruguay.
- Palacios Guillem, S. (2007). *Aplicación de la fotocatalisis solar para tratamiento de aguas residuales industriales de La Foia de Castalla*. Universidad Politécnica de Valencia, España. Recuperado a partir de <https://riunet.upv.es/handle/10251/32878>
- Parsons, S. (2004). *Advanced oxidation processes for water and wastewater treatment*. (S. Parsons, Ed.). IWA Publishing. <https://doi.org/10.1787/9789264235199-en>
- Perez, J. A. (1981). Sedimentación. En *Tratamiento de Aguas*. Universidad Nacional, Facultad de Minas, Medellín, Colombia. Recuperado a partir de http://www.bdigital.unal.edu.co/70/5/45_-_4_Capi_3.pdf
- Perez, L. (2005). *Nociones sobre orificios y vertederos, tipos de escurrimiento uniforme en canales, remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión en cloacas*. Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Recuperado a partir de http://www.fi.uba.ar/archivos/institutos_orificios_vertederos.pdf
- Photriphet, N., Polprasert, C., & Liarlaem, W. (2013). Treatment of Wastewaters from Offset Printing Industry by Fenton H_2O_2 Reaction. *Thammasat International Journal of Science and Technology*, 18(4), 17–25. Recuperado a partir de <http://tujournals.tu.ac.th/tijsat/detailart.aspx?ArticleID=490>
- Prakash, N. B., Sockan, V., & Jayakaran, P. (2014). Waste Water Treatment by Coagulation and Flocculation. *International Journal of Engineering Science and Innovative Technology*, 3(2). Recuperado a partir de http://www.ijesit.com/Volume3/Issue2/IJESIT201402_61.pdf
- Ramalho, R. S. (2003). Tratamiento secundario: el proceso de lodos activos. *Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua*, 149. Recuperado a partir de <http://cidta.usal.es/cursos/ETAP/modulos/libros/TRATAMIENTO.pdf>

- RAS. (2000). *Sistemas de Potabilización*. Bogota, Colombia. Recuperado a partir de http://procurement-notice.undp.org/view_file.cfm?doc_id=16483
- Rios, J. A., Arcos, O. F., & Aristizabal, G. A. (2011). Tratamiento de aguas del lavado de impresoras de la industria papelera mediante proceso fenton. *Universidad Pontificia Bolivariana*, 5(1), 42–50.
- Rodríguez, A., Letón García, P., Rosal García, R., Dorado Valiño, M., Villar Fernández, S., & Sanz García, J. M. (2006). *Tratamientos Avanzados De Aguas Residuales Industriales*. Recuperado a partir de https://www.madrimasd.org/uploads/informacionidi/biblioteca/publicacion/doc/VT/VT2_Tratamientos_avanzados_de_aguas_residuales_industriales.pdf
- Rodríguez, J. J., Casas, J. A., Mohedano, A. F., Zazo, J. A., Pliego, G., & Blasco, S. (2010). Aplicación del proceso fenton a la depuración de efluentes industriales y contaminantes emergentes. En *Tecnologías de tratamiento de aguas para su reutilización*. Madrid. Recuperado a partir de http://www.consolider-tragua.com/documentos/Tecnologias_tratamiento_agua.pdf
- Sanz, J., Lombraña, J. I., & De Luis, A. (2013). Estado del arte en la oxidación avanzada a efluentes industriales: nuevos desarrollos y futuras tendencias. *Afinidad LXX*, 25–33. Recuperado a partir de <http://www.raco.cat/index.php/afinidad/article/download/268536/356125>
- Schmidt, J. E., Arslan-Alaton, I., & Gursoy, B. H. (2008). Advanced oxidation of acid and reactive dyes: Effect of Fenton treatment on aerobic, anoxic and anaerobic processes. *Elsevier*, 78(May 2016), 117–130. <https://doi.org/10.1016/j.dyepig.2007.11.001>
- Shah, M. (2012). *Course Material Process Engineering: Agitation & Mixing*. Dharmsinh Desai University, Nadiad, Gujarat, India. Recuperado a partir de <http://www.dduanchor.org/site/wp-content/uploads/2014/11/Process-Engineering-Agitation-Mixing.pdf>
- Shammas, N. K. (2005). Coagulation and Flocculation. En L. K. Wang, Y.-T. Hung, & N. K. Shammas (Eds.), *Physicochemical Treatment Processes* (pp. 103–140). Totowa, New Jersey: Humana Press Inc. Recuperado a partir de http://waterlib.ir/wp-content/uploads/2015/08/Physicochemical_Treatment_ProcessesV3.pdf
- Sinha, S., Yoon, Y., Amy, G., & Yoon, J. (2004). Determining the effectiveness of conventional and alternative coagulants through effective characterization schemes. *Chemosphere*, 57(9), 1115–1122. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2004.08.012>
- Sirvent Serrano, F. (2013). *Tratamiento del efluente en una instalación de reciclaje de plástico con tinta*. Recuperado a partir de <https://iuaca.ua.es/es/master-agua/documentos/-gestadm/trabajos-fin-de-master/tfm-2013-fernando-sirvent.pdf>
- Solano, A. L., & Segarra, E. F. (2006). *Tanques de sedimentación primaria para el tratamiento de aguas residuales*. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Cuenca,

- Ecuador. Recuperado a partir de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/7430>
- Torra, A., Valero, F., Bisbal, J. L., & Tous, J. F. (1998). Policloruro de aluminio en el proceso de potabilización de aguas superficiales. Recuperado a partir de <http://cidta.usal.es/cursos/ETAP/modulos/libros/policloruro.pdf>
- Torres, G. (2014). *Tratamiento de aguas residuales mediante la combinación de técnicas avanzadas de oxidación y biofiltros*. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, España. Recuperado a partir de https://acceda.ulpgc.es:8443/bitstream/10553/11899/4/0699295_00000_0000.pdf
- Torresano, J. C. (2017). *Diseño de una planta para el tratamiento de los efluentes líquidos de la industria gráfica*. Facultad de ingeniería química y agroquímica, Quito, Ecuador. Recuperado a partir de <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/16985/1/CD-7562.pdf>
- Vargas, J., & Torres, J. (2008). *Diseño, implementación y estudio hidrodinámico de un reactor biológico de cargas secuenciales de flujo pistón para tratar aguas residuales sintéticas*. Universidad de La Salle.
- Vijayan, G., Saravanane, R., & Sundararajan, T. (2016). Influence of Nitrogen Residue on the Performance of Sequencing Batch Reactor (SBR) in Wastewater Treatment – A Review. *International Journal of Environmental Monitoring and Protection*, 3(1), 1–16.
- Vives, T. (2004). *SBR technology for wastewater treatment*. Universidad de Girona. Recuperado a partir de <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/7895/ttvf.pdf?sequence=4>
- WRF. (2011). *New concepts of UV/H₂O₂ oxidation*. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2012.03.049>
- Zayneb, C., Lamia, K., Olfa, E., Naima, J., Grubb, C. D., Bassem, K., ... Amine, E. (2015). Morphological, Physiological and Biochemical Impact of Ink Industry Effluent on Germination of Maize (*Zea mays*), Barley (*Hordeum vulgare*) and Sorghum (*Sorghum bicolor*). *Bulletin of Environmental Contamination and Toxicology*. <https://doi.org/10.1007/s00128-015-1600-y>
- Zouboulis, A. I., & Tzoupanos, N. (2010). Alternative cost-effective preparation method of polyaluminium chloride (PAC) coagulant agent: Characterization and comparative application for water/wastewater treatment. *Desalination*, 250(1), 339–344. <https://doi.org/10.1016/j.desal.2009.09.053>
- Zouboulis, & Traskas, G. (2005). Comparable evaluation of various commercially available aluminium-based coagulants for the treatment of surface water and for the post-treatment of urban wastewater. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, 80(10), 1136–1147. <https://doi.org/10.1002/jctb.1300>

ANEXO I

Característica	Baja presión mercurio	Media presión mercurio
Emisión	monocromática (85-90% a 253,7 nm)	policromática (185-1367 nm)
Pico de long. de onda de salida	253,7 nm	200-400
Presión de vapor de mercurio (torr)	10^{-3} a 10^{-2}	10^2 a 10^4
Temperatura de operación (°C)	40-60	500-800
Longitud de arco (cm)	40-75	5-195
Vida útil media	8000-10000 h	2000-5000 h
Intensidad (relativa)	baja	alta

Figura A.3.1: Características típicas de las lámparas UV de vapor de mercurio de baja y media presión. Fuente: (De La Cruz González, 2013).

Tabla A.4.1: Metodología estándar empleada para la caracterización del efluente de la industria gráfica. CE: Conductividad eléctrica; SS: sólidos sedimentables; ST: sólidos totales; SST: sólidos suspendidos totales; SDT: sólidos disueltos totales.

Parámetros	Método	Procedimiento/Equipamiento
pH	Método potenciométrico	SM 4500-H*B (HANNA edge HI2020)
CE	Método potenciométrico	SM 2510-B (Horiba U-53 10M)
Color	Método espectrofotométrico	Método Hatch 8025, APHA platino-cobalto (0 a 500 unidades). Color 455 (programa 120) y Color 465 (programa 125). (Hatch DR 1900)
Turbidez	Método nefelométrico	SM 2130-B (Horiba U-53 10M)
DQO	Método espectrofotométrico	SM 5220-D (Hatch DR 1900)
SS	Método volumétrico	SM 2540-F (Cono Imhoff)
ST	Método gravimétrico	SM 2540-B (Sartorius BP301S)
SST	Método gravimétrico	SM 2540-D (Sartorius BP301S)
SDT	Método gravimétrico	SM 2540-C (Sartorius BP301S)

Temperature (°C)	Specific weight γ (kN/m ³)	Mass density ρ (kg/m ³)	Absolute viscosity μ ($\times 10^{-3}$ kg/m·s)	Kinematic viscosity ν ($\times 10^{-6}$ m ² /s)
0	9.805	999.8	1.781	1.785
5	9.807	1000.0	1.518	1.518
10	9.804	999.7	1.307	1.306
15	9.798	999.1	1.139	1.139
20	9.789	998.2	1.002	1.003
25	9.777	997.0	0.890	0.893
30	9.764	995.7	0.798	0.800
40	9.730	992.2	0.653	0.658
50	9.689	988.0	0.547	0.553
60	9.642	983.2	0.466	0.474
70	9.589	977.8	0.404	0.413

Figura A.4.1: Peso específico, densidad, viscosidad absoluta y cinemática en función de la temperatura para el agua. Fuente: Shammas, 2005.

Tipo de instalación de aforo	Tipo y Nombre	Altura mínima de operación (cm)	Altura mínima recomendada (cm)	Altura máxima recomendada (cm)	Altura máxima de operación (cm)	Caudal mínimo de operación (l/s) – (m ³ /h)		Caudal mínimo recomendado (l/s) – (m ³ /h)		Caudal máximo recomendado (l/s) – (m ³ /h)		Caudal máximo de operación (l/s) – (m ³ /h)	
Vertedero rectangular	A, b=25	6.0	6.25	51.7	60.0	6.590	23.72	7.002	25.21	165.4	595.6	206.9	744.9
Vertedero rectangular	C, b=15	6.0	6.25	51.7	60.0	3.994	14.38	4.242	15.27	98.87	355.9	123.6	444.8
Vertedero triangular	B, $\alpha=90^\circ$	6.0	10.4	38.0	41.6	1.247	4.488	4.878	17.56	123.9	445.9	155.2	558.8
Vertedero triangular	A, $\alpha=90^\circ$	6.0	10.4	18.3	20.0	1.247	4.488	4.858	17.49	19.81	71.33	24.75	89.10
Vertedero triangular	A, $\alpha=75^\circ$	6.0	10.4	16.0	17.5	0.9552	3.439	3.734	13.44	10.84	39.01	13.54	48.75
Vertedero triangular	A, $\alpha=60^\circ$	6.0	10.4	16.0	17.5	0.7288	2.624	2.835	10.20	8.206	29.54	10.25	36.90
Vertedero triangular	A, $\alpha=45^\circ$	6.0	10.4	16.0	17.5	0.5321	1.915	2.059	7.412	5.946	21.40	7.424	26.73
Vertedero triangular	A, $\alpha=30^\circ$	6.0	10.4	16.0	17.5	0.3577	1.288	1.368	4.925	3.928	14.14	4.900	17.64

Figura A.6.1: Tipo de instalación de aforo en función de los caudales máximo y mínimo. Fuente: Oleaga et al., 2004.

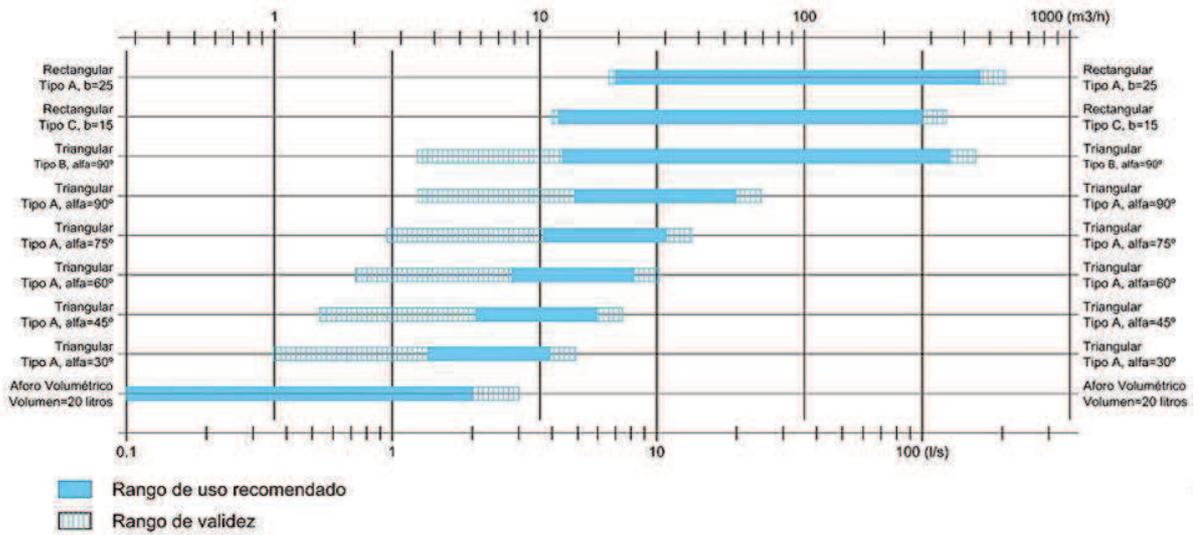


Figura A.6.2: Representación gráfica con rango de caudales mínimos y máximos recomendados para distintos tipos de instalaciones de aforo. Fuente Oleaga et al., 2004.

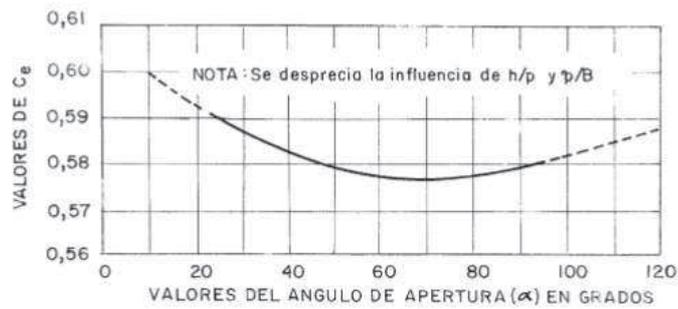


Figura A.6.3: Coeficiente de descarga en función del ángulo del vertedero. Fuente: CETESB.

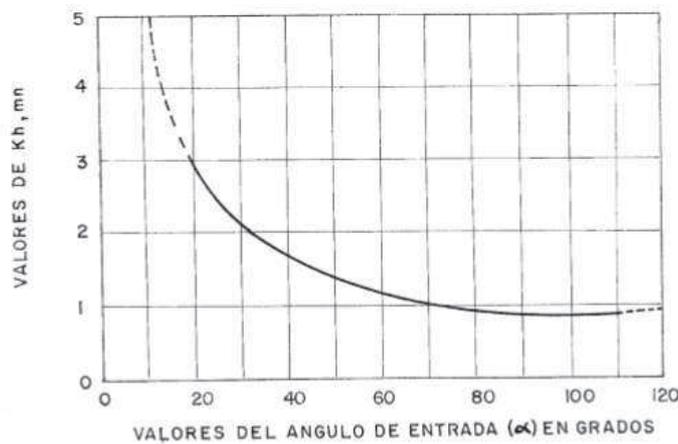


Figura A.6.4: Valores de K_h en función del ángulo del vertedero. Fuente: CETESB

Carga h(m)	Caudal Q (m³/h)
0,01	0,24
0,02	1,04
0,03	1,77
0,04	2,75
0,05	4,00
0,06	5,54
0,07	7,38
0,08	9,55
0,09	12,07
0,10	14,95
0,11	18,20
0,12	21,85
0,13	25,90
0,14	30,37
0,15	35,28
0,16	40,63

Tabla A.6.5: Tabla de caudal en función del nivel de carga de vertedero de pared delgada triangular de 30°. Elaborada a partir de la ecuación $Q = 0,3707 (h + 0,0022)^{\frac{5}{2}}$

Tipo de instalación de aforo	Tipo y Nombre	Dimensiones							Fórmula de cálculo	
		Angulo α (°)	Ancho de vertedero B (m)	Altura base de vertedero p (m)	Ancho de canal B (m)	Largo mínimo de canal L (m)	Distancia de medición Lh (m)	Altura mínima de canal (m)		
									Vertederos Rectangulares... $Q(m^3/s) = Cc * \frac{2}{3} * \sqrt{2 * g(m/s^2)} * b_c(m) * h_c(m)^{3/2}$	
									Vertederos Triangulares... $Q(m^3/s) = Cc * \frac{8}{15} * \sqrt{2 * g(m/s^2)} * h_c(m)^{5/2}$	
Vertedero rectangular	A, b=25	-	0.25	0.5	0.9	10 h _{max}	4 a 5 h _{max}	0.2 + p + 1.2*h _{max}	$Q(m^3/s) = [0.589 + 0.005 * (h(m) + 0.001) / 0.5] * \frac{2}{3} * \sqrt{2 * 9.8 * (0.25 + 0.0026) * (h(m) + 0.001)^{3/2}}$	
									$Q(m^3/s) \cong 0.4398 * [h(m) + 0.001]^{3/2}$	
Vertedero rectangular	C, b=15	-	0.15	0.3	0.6	10 h _{max}	4 a 5 h _{max}	0.2 + p + 1.2*h _{max}	$Q(m^3/s) = \left[0.589 + 0.0001 * \frac{(h(m) + 0.001)}{0.3} \right] * \frac{2}{3} * \sqrt{2 * 9.8 * (0.15 + 0.0025) * (h(m) + 0.001)^{3/2}}$	
									$Q(m^3/s) \cong 0.2651 * [h(m) + 0.001]^{3/2}$	
Vertedero triangular	B, α=90°	90	-	0.6	1.2	10 h _{max}	4 a 5 h _{max}	0.2 + p + 1.2*h _{max}	$Q(m^3/s) \cong 1.374 * [h(m) + 0.0008]^{5/2}$	*
Vertedero triangular	A, α=90°	90	-	0.5	0.9	10 h _{max}	4 a 5 h _{max}	0.2 + p + 1.2*h _{max}	$Q(m^3/s) \cong 1.365 * [h(m) + 0.0008]^{5/2}$	*
Vertedero triangular	A, α=75°	75	-	0.5	0.8	10 h _{max}	4 a 5 h _{max}	0.2 + p + 1.2*h _{max}	$Q(m^3/s) \cong 1.0436 * [h(m) + 0.0009]^{5/2}$	*
Vertedero triangular	A, α=60°	60	-	0.5	0.8	10 h _{max}	4 a 5 h _{max}	0.2 + p + 1.2*h _{max}	$Q(m^3/s) \cong 0.7866 * [h(m) + 0.0012]^{5/2}$	*
Vertedero triangular	A, α=45°	45	-	0.5	0.8	10 h _{max}	4 a 5 h _{max}	0.2 + p + 1.2*h _{max}	$Q(m^3/s) \cong 0.5673 * [h(m) + 0.0015]^{5/2}$	*
Vertedero triangular	A, α=30°	30	-	0.5	0.8	10 h _{max}	4 a 5 h _{max}	0.2 + p + 1.2*h _{max}	$Q(m^3/s) \cong 0.3707 * [h(m) + 0.0022]^{5/2}$	*

Figura A.6.6: Fórmula de cálculo según el tipo de instalación de aforo. Fuente: Oleaga et al., 2004.

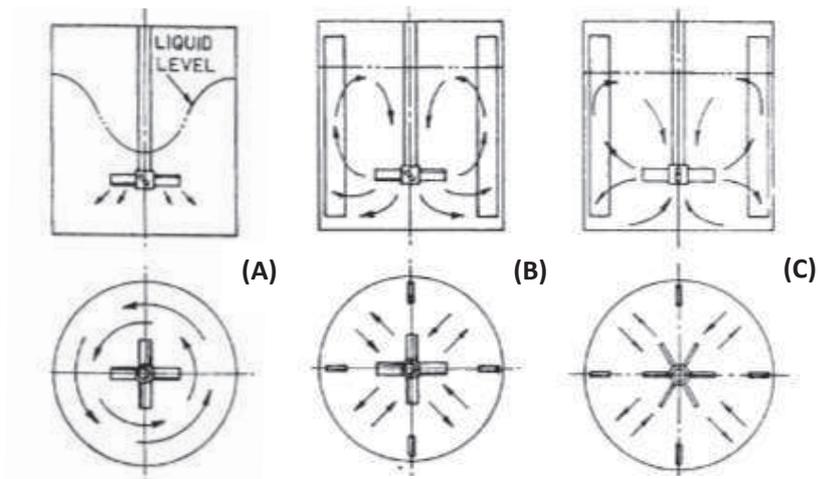


Figura A.6.7: Patrones de flujo en tanques cilíndricos con sistema de agitación por turbinas. (A) Turbinas de flujo radial o axial sin deflectores general vórtice, (B) Turbina de flujo axial con deflectores, (C) Turbina de flujo radial con deflectores.

Fuente: Shah, 2012.

Difusor de burbuja fina RG-300	
Rango de caudal:	2 a 8 Nm ³ /hora
Caudal de diseño:	5 Nm ³ /hora
Pérdida de carga:	20 mbar para 2 Nm ³ /hora 40 mbar para 5 Nm ³ /hora 70 mbar para 8 Nm ³ /hora
Densidad:	1 a 6 difusores/m ²
SOTE:	15,4 gr. (5,5%) a 22,4 gr. (8%) por m ³ /h de aire y por m de profundidad.
Eficiencia de transferencia de O ₂ :	2,5 — 6 Kg. O ₂ /KWh

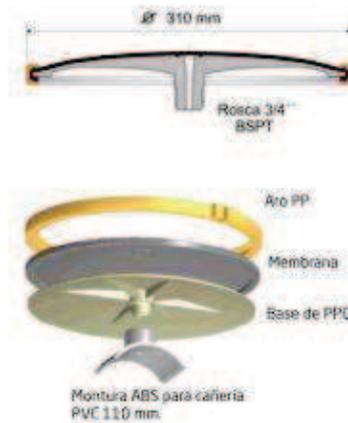


Figura A.6.8: Características técnicas de los difusores de burbuja fina RG-300. Fuente:

Repicky.

Tabla de Selección de Sopladores trabajando como Compresor

Los valores indicados con una tolerancia de +/- 5 %, tanto de caudal de aspiración como de potencia del cabezal sin accesorios, corresponden a presión atmosférica normal P= 1013 mbar y temperatura de admisión del aire T = 20°C. Para otros gases y/o condiciones operativas, consultar.

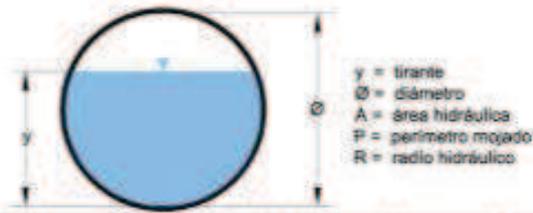


Modelo	RPM	100		200		300		400		500		600		700		800		900		1000	
		Q m³/h	P HP																		
R100	1450	29.6	0.4	23.1	0.5	18	0.7	13.7	0.9												
	2250	54	0.6	47.5	0.9	42.2	1.1	38.1	1.4												
	2900	74	0.7	67.3	1.1	62.2	1.4	57.9	1.6	54.1	2.0	50.6	2.3	47.4	2.7						
	4500	123	1.5	116	1.6	111	2.1	107	2.6	103	3.1	99	3.7	96	4.2						
R200	1450	63	0.6	52	0.9	43.3	1.3	35.9	1.6												
	2250	112	0.9	101	1.4	92.1	1.9	84.6	2.4	78.1	2.9	72.1	3.4								
	2900	152	1.2	140	1.8	132	2.4	124	3.1	118	3.8	112	4.5	106	5.1	101	5.7				
	4500	249	1.7	238	2.8	229	3.8	222	4.9	215	5.8	209	6.9	204	7.9						
R300	1450	89	0.6	80	1.1	65	1.5	56	1.9	48	2.4										
	2250	156	0.9	142	1.6	131	2.3	122	3.0	114	3.7	107	4.4	100	5.0						
	2900	210	1.2	196	2.0	185	3.0	176	3.9	168	4.8	161	5.6	154	6.5	148	7.5				
	4500	342	1.8	328	3.2	318	4.7	309	6.0	301	7.4	293	8.7	286	10.2	280	11.5				
R500	1450	142	1.0	132	1.6	112	2.3	101	3.0	91	3.6	82	4.3	74	4.9						
	2250	241	1.5	225	2.5	211	3.6	200	4.6	190	5.6	181	6.7	173	7.8						
	2900	322	1.9	306	3.3	292	4.6	281	5.9	271	7.3	262	8.6	254	10.0	246	11.3				
	4500	521	3.0	504	5.0	491	7.1	480	9.2	470	11.3	461	13.4	452	15.4	444	17.6	437	19.6		
R600	1450	185	1.2	158	2.1	138	3.0	120	3.9	105	4.9										
	2250	319	1.8	293	3.3	272	4.7	255	6.1	239	7.5	225	8.9	212	10.3						
	2900	429	2.4	402	4.2	382	6.0	364	7.9	349	9.7	335	11.4	321	13.3	309	15.1				
	4500	698	3.7	692	6.5	651	9.3	634	12.1	618	14.9	604	17.8	591	20.7						
R1000	1450	297	2.0	275	3.3	259	4.6	245	5.8	232	7.2	221	8.4	210	9.7						
	2250	487	3.1	466	5.1	449	7.1	435	9.1	422	11.1	411	13.1	400	15.0	390	17.1	381	19.0		
	2900	641	4.0	620	6.6	603	9.1	589	11.7	577	14.3	565	16.8	555	19.4	545	21.9	535	24.5	527	27.1
	4300	974	5.9	953	9.8	936	13.6	922	17.4	910	21.1	898	24.9	888	28.7	878	32.6	868	36.4		
R1200	1450	433	2.5	407	4.4	387	6.2	370	8.1	355	9.8	341	11.8	329	13.5	317	15.3				
	2250	703	4.0	677	6.8	657	9.6	640	12.4	625	15.2	612	18.0	599	21.0	587	23.8				
	2900	922	5.0	897	8.7	877	12.4	860	16.0	845	19.7	831	23.3	819	27.0	807	30.6				
	4300	1395	7.6	1370	13.0	1350	18.3	1333	23.8	1318	29.2	1304	34.5	1292	40.0						
R1.5	1450	605	4.0	570	6.5	543	9.0	520	11.6	499	14.2	481	16.7	464	19.2	448	21.7				
	2250	981	6.2	947	10.1	920	14.1	897	18.0	877	21.9	859	25.9	840	29.9	825	33.8	809	37.7	795	41.7
	2900	1288	8.0	1253	13.1	1226	18.1	1203	23.2	1183	28.3	1164	33.4	1147	38.4	1131	43.6	1115	48.6	1101	53.7
	3400	1523	9.5	1489	15.3	1461	21.2	1438	27.3	1417	31.2	1392	37.9	1375	43.7	1359	49.6	1344	55.3	1290	61.1
R2.0	1450	892	5.1	850	8.8	816	12.5	788	16.2	763	19.8	740	23.5	719	27.2	699	30.8				
	2250	1437	8.0	1395	13.7	1362	19.4	1333	25.0	1308	30.7	1285	36.5	1264	42.2	1244	47.8				
	2900	1881	10.3	1838	17.6	1805	24.9	1776	32.3	1751	39.7	1728	46.9	1707	54.3	1688	61.7				
	3400	2222	12.0	2179	20.7	2146	29.3	2117	37.8	2126	47.1	2089	55.1	2048	63.7						
R2.5	1450	1269	7.5	1213	13.3	1179	19.2	1133	25.1	1109	31.0	1070	36.8								
	2250	2039	11.6	1983	20.7	1940	29.8	1903	38.9	1870	48.0	1840	57.1								
	2900	2665	15.0	2609	26.7	2565	38.4	2528	50.2	2495	61.9	2465	73.7								
	3400	3147	17.5	3090	31.3	3046	45.2	3009	58.9	2976	72.5										
R3.0	1450	1268	7.4	1212	12.5	1168	17.8	1131	22.9	109	28.1	1068	33.3	1041	38.5	1015	43.7	990	48.8		
	1750	1556	8.9	1500	15.1	1457	21.4	1420	27.6	1387	34.0	1357	40.2	1329	46.4	1303	52.7	1279	59.0		
	2250	2037	11.4	1981	19.5	1937	27.5	1900	35.5	1867	43.6	1837	51.6	1810	59.7	1784	67.7	1759	75.8	1736	83.8
	2750	2517	14.0	2462	23.8	2418	33.7	2381	43.5	2348	53.3	2318	63.1	2290	72.9	2264	82.7	2240	92.6		
R3.5	1450	1707	9.2	1626	15.2	1562	23.3	1508	30.3	1461	37.2	1418	44.3	1377	51.3	1340	58.4				
	1750	2097	11.1	2016	19.6	1953	28.0	1899	36.6	1851	45.0	1808	53.4	1768	62.0	1731	70.4				
	2250	2749	14.3	2667	25.1	2605	36.1	2551	46.9	2503	57.9	2460	68.2	2420	79.6	2382	90.6				
	2750	3400	17.5	3319	30.7	3256	44.1	3202	57.4	3144	70.7	3111	84.1	3071	97.4	3033	111				
R3.8	1450	2408	12.2	2280	22.2	2180	32.2	2098	42.3	2020	52.3	1952	62.4								
	1750	2967	14.7	2838	26.9	2738	38.9	2654	51.2	2578	63.1	2510	75.3								
	2250	3897	18.9	3768	34.5	3668	50.1	3583	65.6	3509	81.2	3440	96.7								
	2750	4827	23.2	4698	42.2	4598	61.2	4513	80.2	4438	99.2	4370	118								
R4.0	1000	1676	9.4	1600	16.3	1539	23.2	1488	30.1	1442	36.9	1400	43.7	1363	50.6	1326	57.5	1293	64.4		
	1450	2510	13.6	2432	23.6	2372	33.6	2320	43.6	2274	53.4	2233	63.4	2196	73.5	2160	83.4	2126	93.4	2094	103
	1750	3065	16.4	2987	28.4	2927	40.5	2876	52.6	2830	64.6	2788	76.6	2750	88.7	2714	101	2681	113	2648	125
	2150	3804	20.2	3728	34.9	3667	49.8	3616	64.5	3570	79.3	3528	94.1	3490	109	3454	124	3421	139		
R4.5	1000	2262	11.7	2160	21.0	2080	30.3	2014	39.6	1953	48.8	1900	58.1	1848	67.3	1800	77				
	1450	3382	17.1	3281	30.5	3202	43.9	3134	57.3	3074	70.8	3020	84.2	2970	97.7	2923	111				
	1750	4131	20.6	4028	36.8	3950	55.7	3882	69.3	3822	85.5	3768	102	3718	118	3670	134				
	2150	5128	25.3	5025	45.2	4947	65.2	4878	84.6	4818	105	4763	125	4714	145						
R5.0	900	3080	18.8	2945	31.4	2842	44.0	2752	56.6	2675	69.2	2605	82	2537	94	2475	107	2418	119		
	1150	4020	24.2	3885	40.2	3780	56.2	3692	72.3	3612	88.3	3542	10								

Diám. exterior		Clase 4		Clase 6		Clase 10		Clase 16 (*)	
Nominal (mm)	Nominal (pulg)	Espesor min. (mm)	Peso tira (kg)						
20	1/2	-	-	-	-	-	-	1,5	0,83
25	3/4	-	-	-	-	1,5	1,05	1,9	1,28
32	1	-	-	-	-	1,8	1,59	2,4	2,06
40	1 1/4	-	-	1,8	2,02	2,0	2,20	3,0	3,16
50	1 1/2	-	-	1,8	2,54	2,4	3,32	3,7	4,87
63	2	-	-	1,9	3,45	3,0	5,24	4,7	7,90
75	2 1/2	1,8	3,94	2,2	4,80	3,6	7,49	5,6	11,19
90	3	1,8	4,76	2,7	6,94	4,3	10,73	6,7	16,02
110	4	2,2	7,13	3,2	10,10	5,3	16,10	8,2	23,99
125	4 1/2	2,5	9,11	3,7	13,12	6,0	20,57	9,3	30,88
140	5	2,8	11,33	4,1	16,37	6,7	25,78	10,4	38,66
160	6	3,2	14,88	4,7	21,26	7,7	33,83	11,9	50,47
200	8	4,0	22,93	5,9	33,25	9,6	52,74	14,7	78,15
250	10	4,9	35,14	7,3	51,66	12,0	82,41	18,6	123,78
315	12	6,2	56,35	9,2	82,20	15,0	130,30	23,4	197,07
355	14	7,0	71,37	10,4	104,76	17,0	166,77	26,3	250,33
400	16	7,9	90,88	11,7	132,79	19,1	211,97	29,7	318,87

(*) Clase 16: pedidos especiales.

Figura A.6.10: Diámetros de tuberías de PVC.



$\frac{y}{\phi}$	$\frac{A}{\phi^2}$	$\frac{P}{\phi}$	$\frac{R}{\phi}$	$\frac{y}{\phi}$	$\frac{A}{\phi^2}$	$\frac{P}{\phi}$	$\frac{R}{\phi}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.51	0.4027	1.5908	0.2531
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.52	0.4127	1.6108	0.2562
0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.53	0.4227	1.6308	0.2592
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.54	0.4327	1.6509	0.2621
0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.55	0.4426	1.6710	0.2649
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.56	0.4526	1.6911	0.2678
0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.57	0.4625	1.7113	0.2703
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.58	0.4724	1.7315	0.2728
0.09	0.0350	0.6094	0.0575	0.59	0.4822	1.7518	0.2753
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.60	0.4920	1.7722	0.2778
0.11	0.0470	0.6751	0.0695	0.61	0.5018	1.7926	0.2799
0.12	0.0534	0.7075	0.0755	0.62	0.5115	1.8132	0.2821
0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.63	0.5212	1.8338	0.2842
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.64	0.5308	1.8546	0.2862
0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.65	0.5404	1.8755	0.2881
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.66	0.5499	1.8965	0.2900
0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.67	0.5594	1.9177	0.2917
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.68	0.5687	1.9391	0.2933
0.19	0.1039	0.9021	0.1152	0.69	0.5780	1.9606	0.2948
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.70	0.5872	1.9823	0.2962
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.71	0.5964	2.0042	0.2975
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.72	0.6054	2.0264	0.2987
0.23	0.1365	1.0004	0.1364	0.73	0.6143	2.0488	0.2998
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.74	0.6231	2.0715	0.3008
0.25	0.1535	1.0472	0.1468	0.75	0.6319	2.0944	0.3017
0.26	0.1623	1.0701	0.1519	0.76	0.6405	2.1176	0.3024
0.27	0.1711	1.0928	0.1569	0.77	0.6489	2.1412	0.3031
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.78	0.6573	2.1652	0.3036
0.29	0.1890	1.1374	0.1662	0.79	0.6655	2.1895	0.3039
0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.80	0.6736	2.2143	0.3042
0.31	0.2074	1.1810	0.1756	0.81	0.6815	2.2395	0.3043
0.32	0.2167	1.2025	0.1802	0.82	0.6893	2.2653	0.3043
0.33	0.2260	1.2239	0.1847	0.83	0.6969	2.2916	0.3041
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.84	0.7043	2.3186	0.3038
0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.85	0.7115	2.3462	0.3033
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.86	0.7186	2.3746	0.3026
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.87	0.7254	2.4039	0.3018
0.38	0.2739	1.3284	0.2062	0.88	0.7320	2.4341	0.3007
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.89	0.7384	2.4655	0.2995
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.90	0.7445	2.4981	0.2980
0.41	0.3032	1.3898	0.2182	0.91	0.7504	2.5322	0.2963
0.42	0.3130	1.4101	0.2220	0.92	0.7560	2.5681	0.2944
0.43	0.3229	1.4303	0.2258	0.93	0.7612	2.6051	0.2921
0.44	0.3328	1.4505	0.2295	0.94	0.7662	2.6447	0.2895
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.95	0.7707	2.6866	0.2865
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.96	0.7749	2.7309	0.2829
0.47	0.3627	1.5108	0.2401	0.97	0.7785	2.7784	0.2787
0.48	0.3727	1.5308	0.2435	0.98	0.7816	2.8278	0.2735
0.49	0.3827	1.5508	0.2468	0.99	0.7841	2.8793	0.2686
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.00	0.7854	3.1416	0.2800

Figura A.6.11: Relaciones geométricas para tuberías parcialmente llenas. Fuente: Camacho & Galvez, 2006.

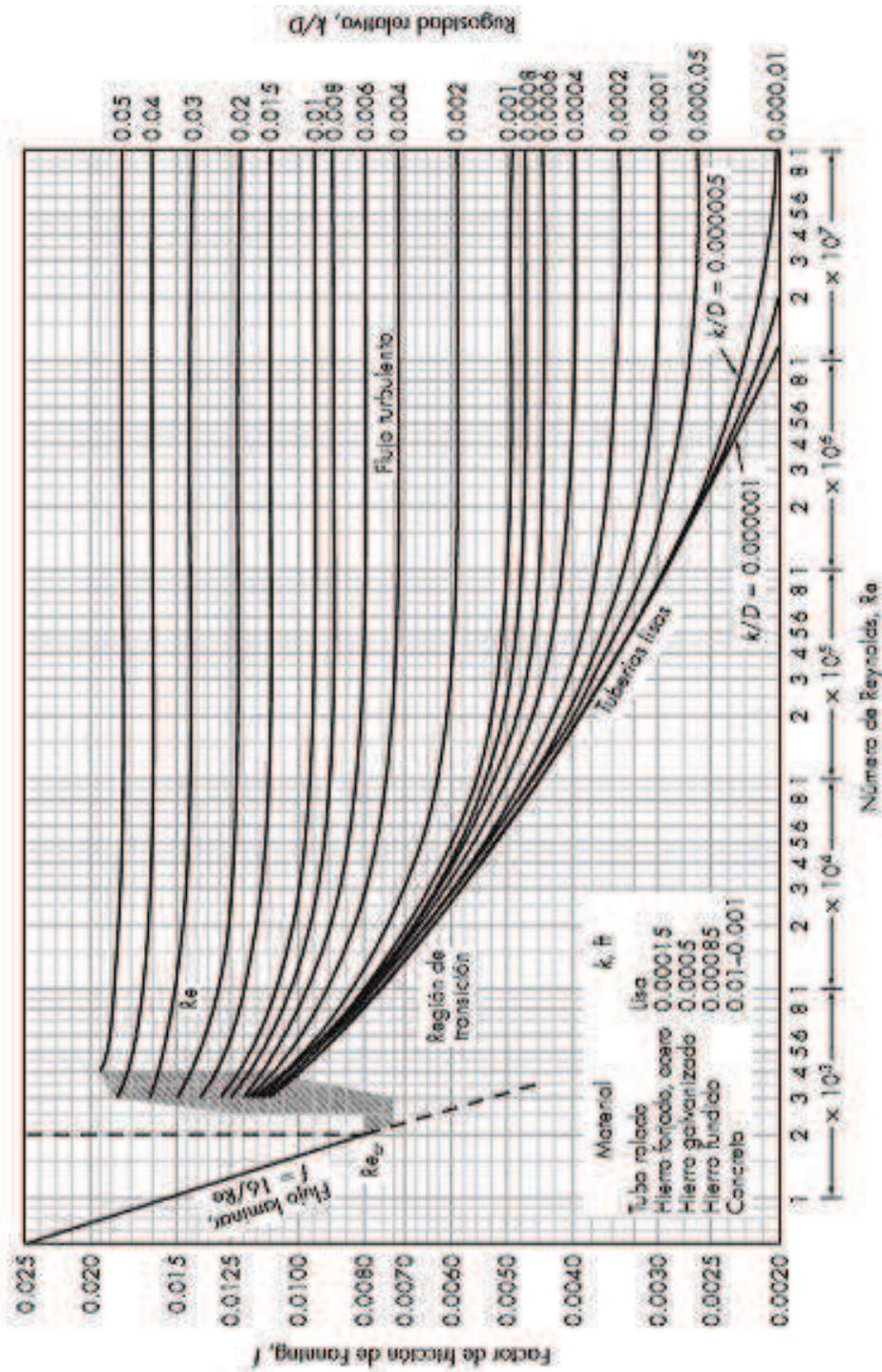


Figura A.6.12: Gráfica del factor de fricción para tuberías de sección circular (adaptado del diagrama de Moody). Fuente: McCabe, Smith, & Harriott, 2007.

Accesorio	Kf
Válvula de pie	3
Ampliación gradual	0,3
Ampliación brusca	0,2
Reducción gradual	0,25
Reducción brusca	0,35
Codo corto 90°	0,9
Codo corto 45°	0,4
Codo largo 90°	0,4
Codo largo 45°	0,2
Tee con flujo en línea recta	0,1
Tee con flujo en ángulo	1,5
Tee con salida bilateral	1,8
Válvula de compuerta abierta	0,2
Válvula de compuerta 3/4 abierta	1,15
Válvula de compuerta 1/2 abierta	5,6
Válvula de compuerta 1/4 abierta	24
Válvula globo abierta	10
Válvula de retención	2,5
Boquillas	2,75
Retorno 180°	1,5

Figura A.6.13: Coeficientes de pérdida por fricción en accesorios de tubería.

Fuente: McCabe et al., 2007; Jiménez, 2017.

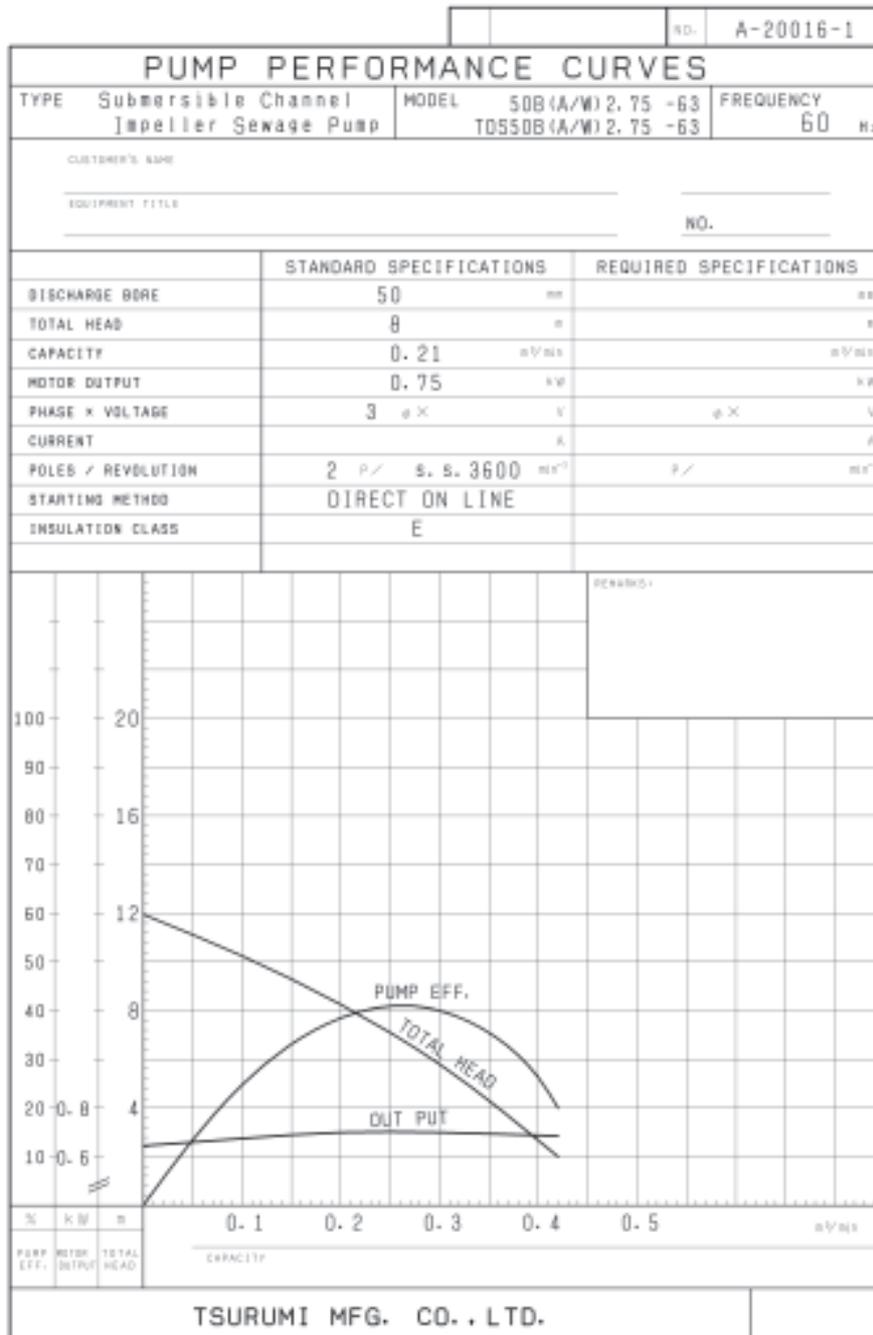


Figura A.6.14: Curva de operación de la bomba TSURUMI 50B. Fuente: Provisto por proveedor de Tsurumi Co.

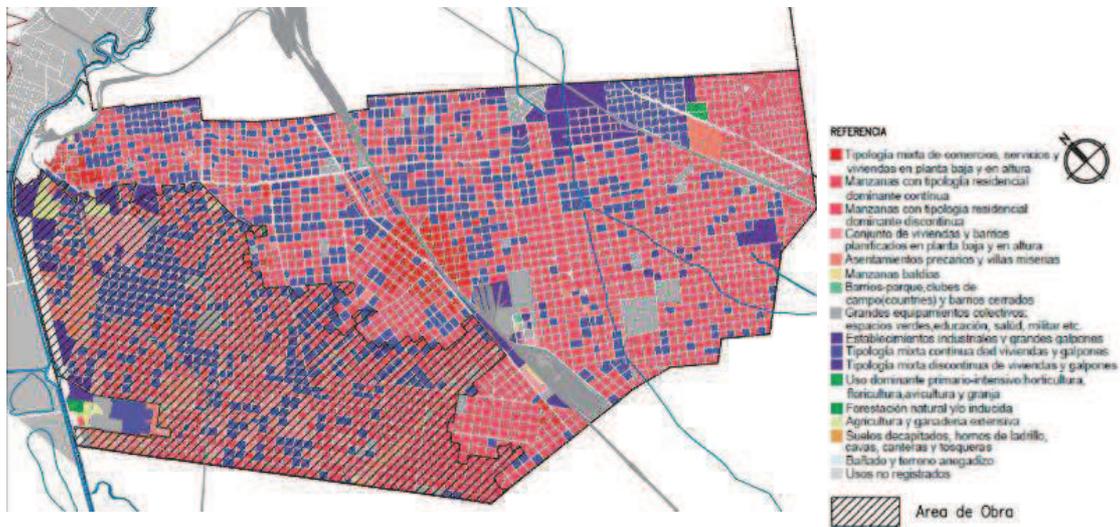


Figura A.9.1: Usos del suelo reales desagregado por manzanas. Fuente: AySA, 2011.

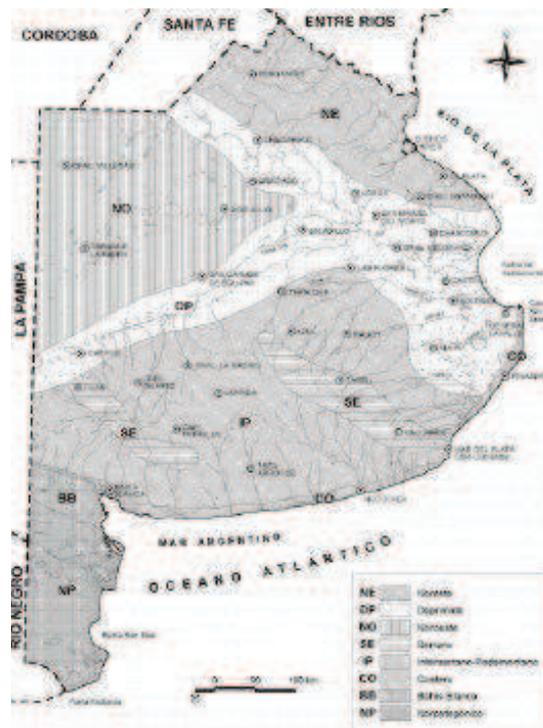


Figura A.9.2: Regiones hidrogeológicas de Buenos Aires. Fuente: AySA, 2012.



Figura A.9.3: Cuenca Río Luján, Cuenca Río Reconquista, Cuenca Río Matanza-Riachuelo y Cuenca Río de La Plata. El polígono amarillo delimita el partido de Lanús.

Fuente: Adaptación de ACUMAR.

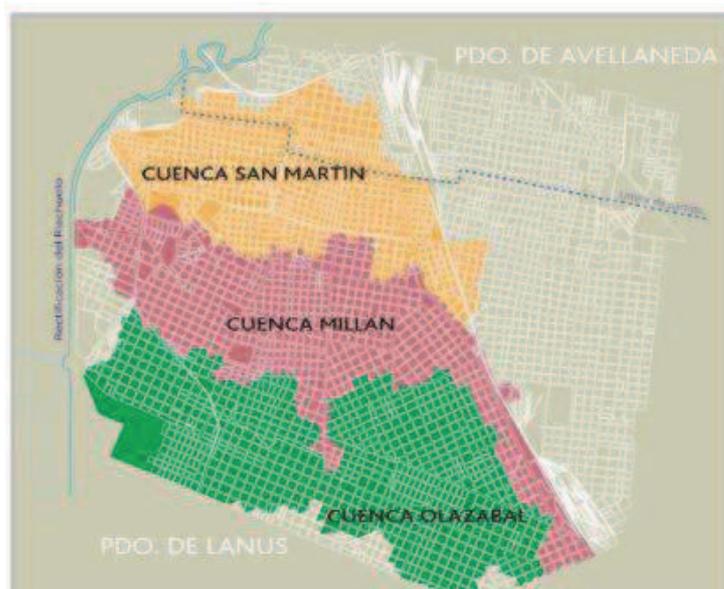
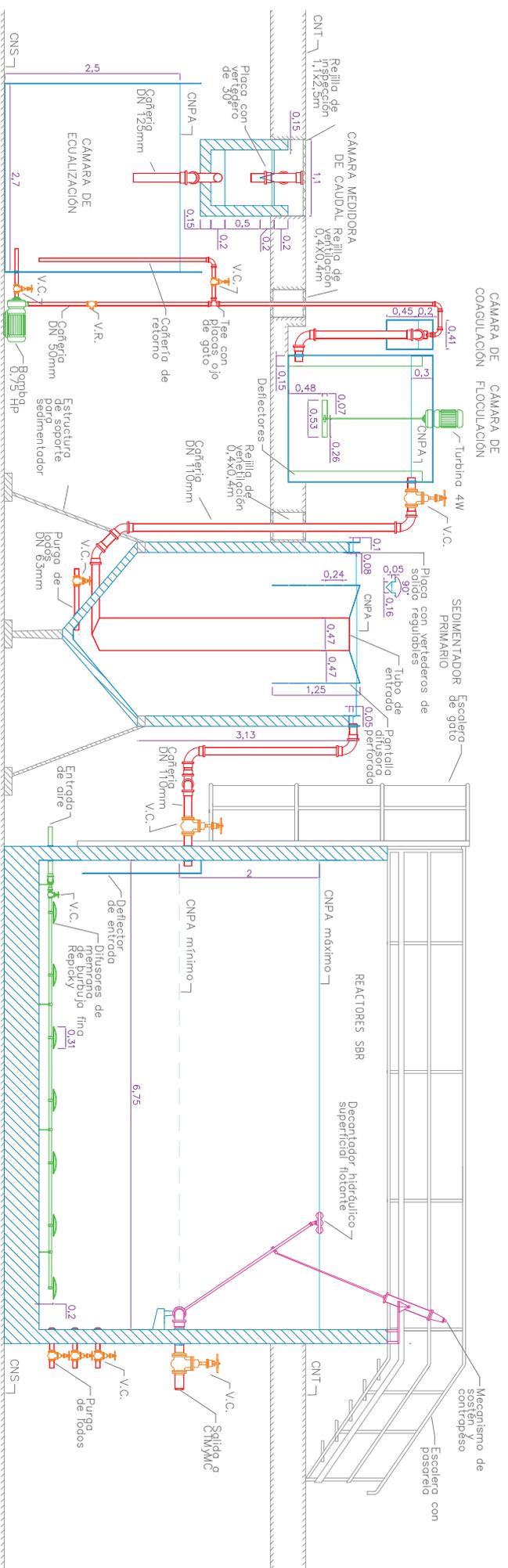


Figura A.9.4: Cuenca San Martín, Cuenca Millán, Cuenca Olazabal. Fuente: Dirección Provincial de Saneamiento y Obras Hidráulicas, 2009.

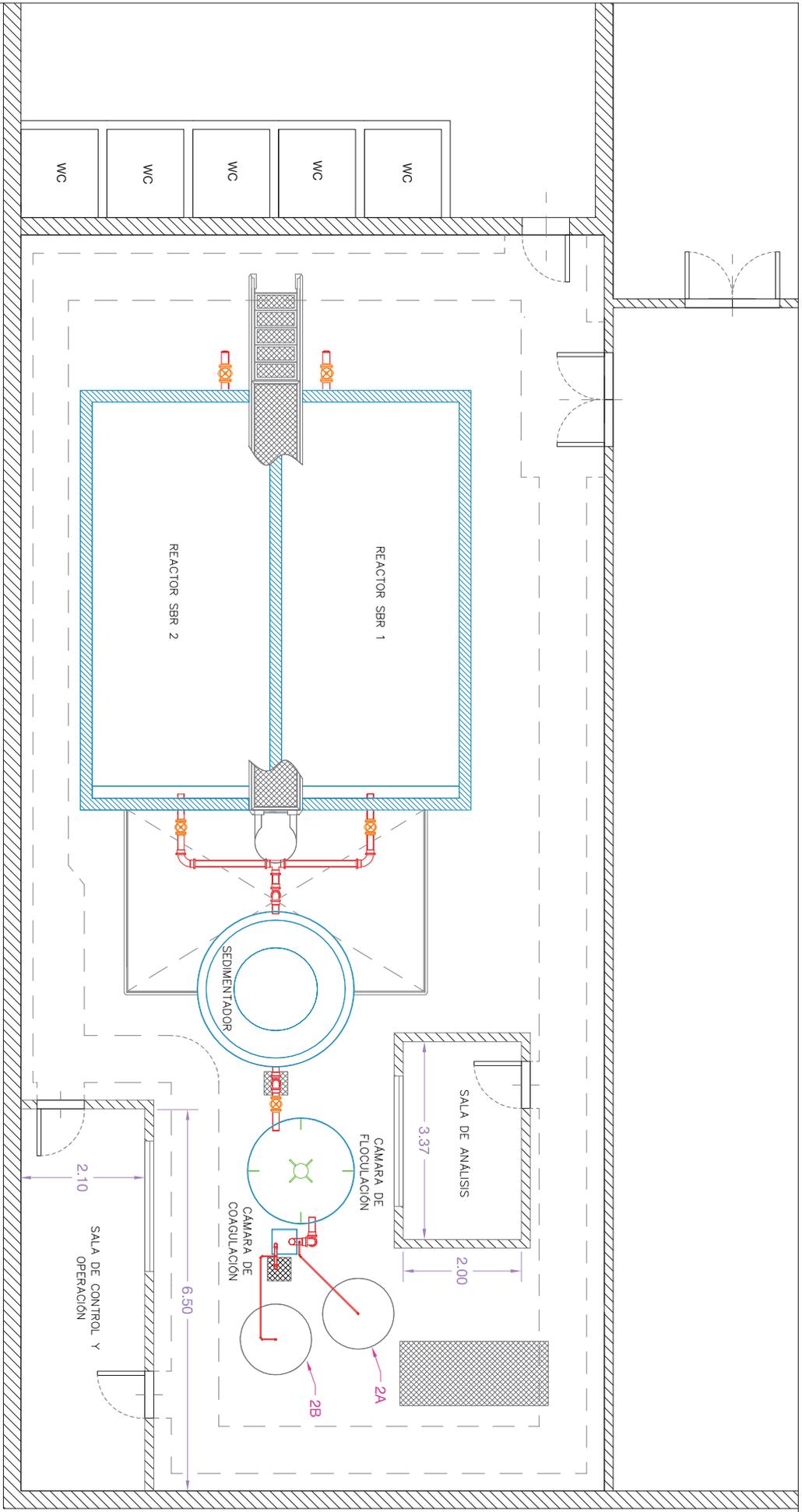
ANEXO II - PLANOS



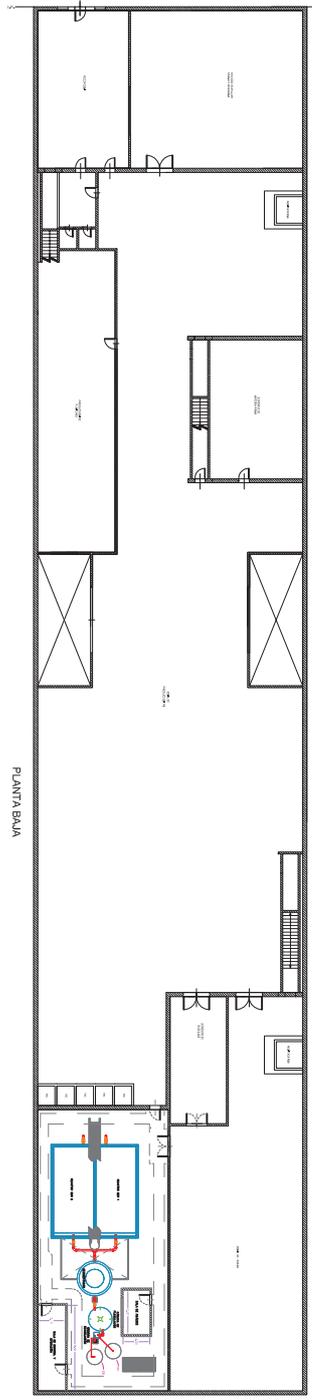
Referencias:

- V.C.: Válvula de compuerta
- V.R.: Válvula de retención antirretorno
- DN: Diámetro Nominal cañería PVC
- CNT: Cota Nivel Terreno
- CNS: Cota Nivel Subsuelo
- CNPA: Cota Nivel Pelo de Agua
- Conducciones y accesorios
- Válvulas
- Tanques
- Efluente
- Estructuras, Accesos y Anotaciones
- Acotaciones
- Equipos de bombeo, mezclado y dirección
- Decantador hidráulico superficial flotante

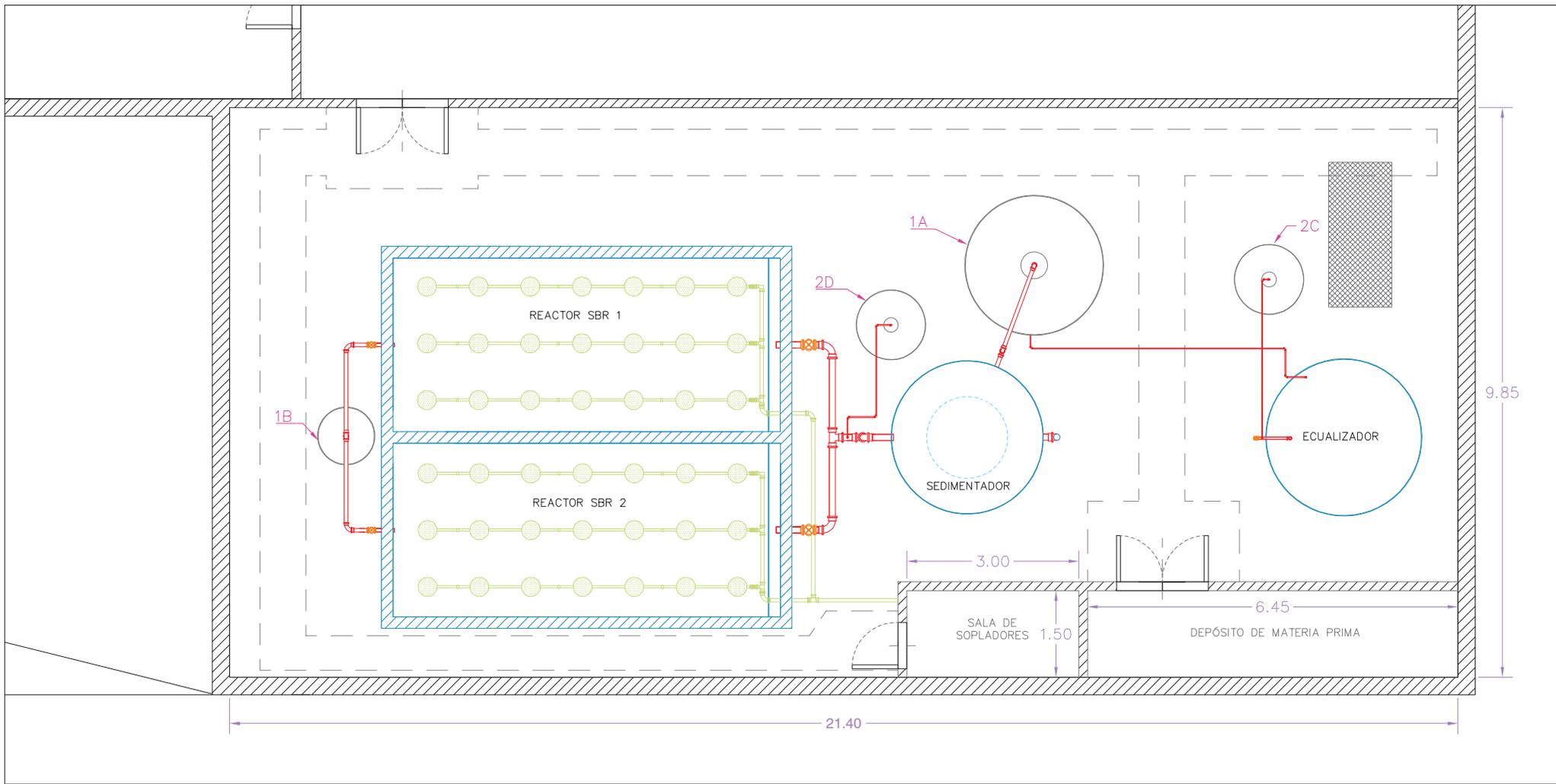
Dibujó:	Fecha:	Nombre:	Planta de tratamiento de efluentes líquidos industriales para una industria gráfica	 UNSAM UNIVERSIDAD SAN MARTÍN  3IA Instituto de Investigación e Ingeniería Ambiental
Revisó:				
Aprobó:				
Escalá:	1:60			
Pelano N°:	Vista lateral de PTELI		Alumno:	Ayelen N. Becker
PTELI 001			Carera:	Ingeniería Ambiental



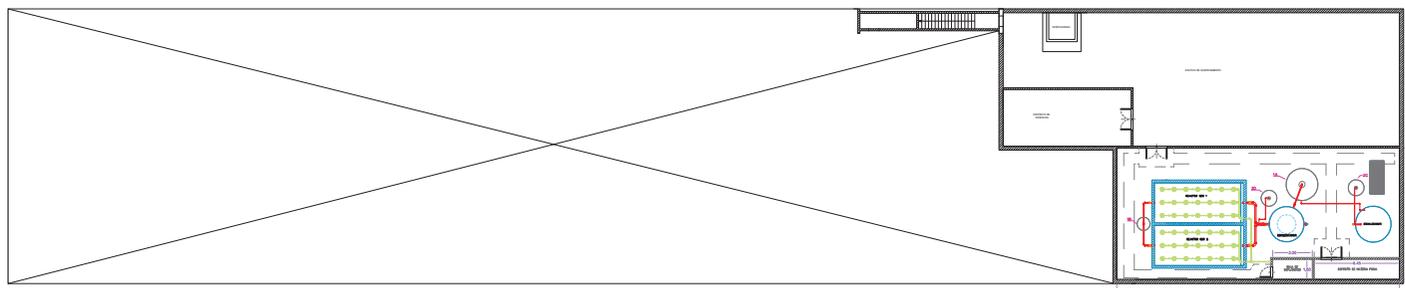
Referencias:
 2A: Tanque de 1500 litros para almacenamiento de floculante
 2B: Tanque de 1500 litros para almacenamiento de coagulante



Fecha:	Nombre:	Planta de tratamiento de efluentes líquidos industriales para una industria gráfica	Alumno:	Ayelen N. Becker
Dibujo:	Revisor:		Escalar:	1: 100
Aprobado:			Plano N°:	IG001
Distribución espacial en planta dentro de la industria		PLANTA BAJA	Carrera: Ingeniería Ambiental	



Referencias:
 1A: Tolva de 8500 litros para almacenamiento provisorio de lodos primarios
 1B: Tolva de 600 litros para almacenamiento provisorio de lodos secundarios
 2C y 2D: Tanque de 1200 litros para almacenamiento de reguladores de pH



SUBSUELO

Dibujo:	Fecha:	Nombre:	Planta de tratamiento de efluentes líquidos industriales para una industria gráfica	 UNSAM UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN  3IA Instituto de Investigación e Ingeniería Ambiental
Reviso:				
Aprobó:				
Escala:	1:100		Distribución espacial en planta dentro de la industria SUBSUELO	Alumno:
Plano N°:	IG002			Carrera:
				Ayelen N. Becker
				Ingeniería Ambiental

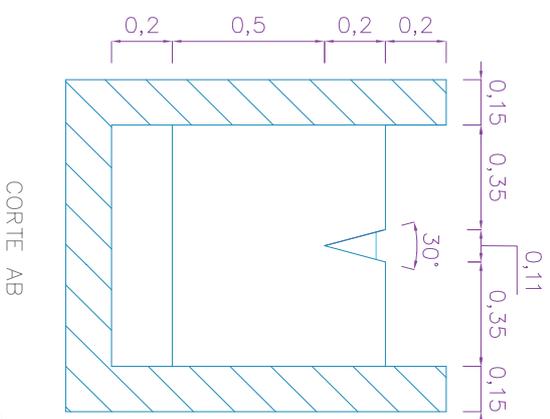
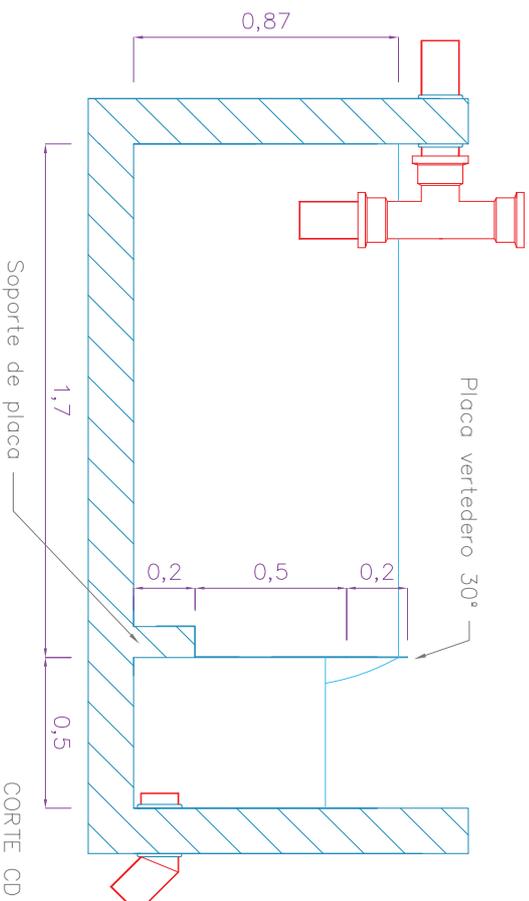
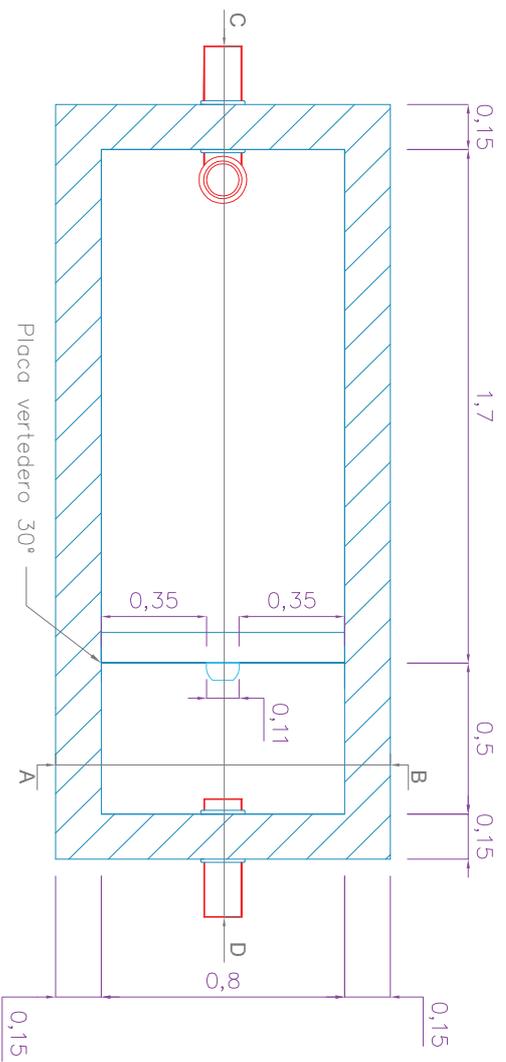
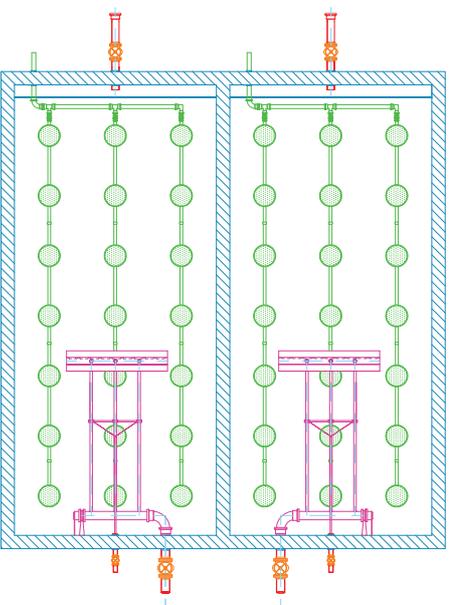
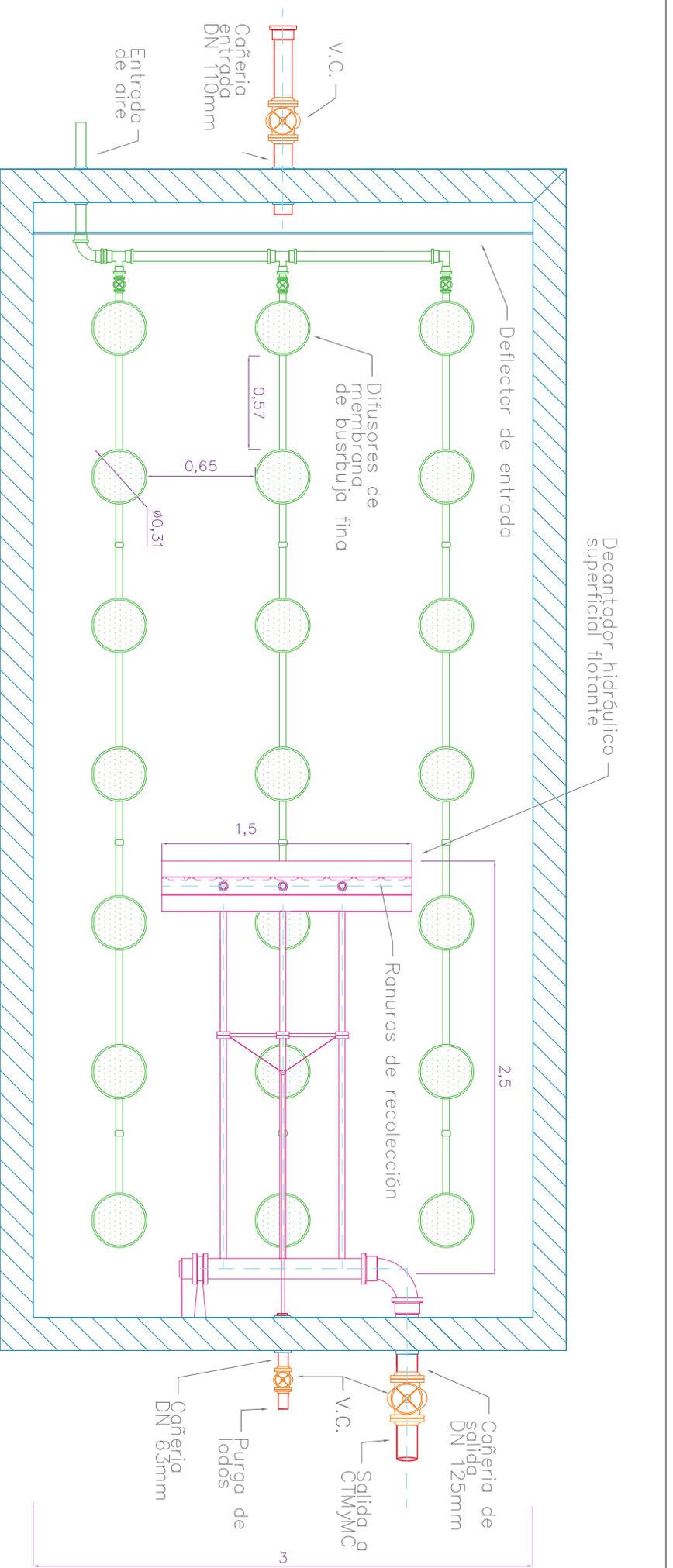


Tabla de caudales

Carga	h (m)	Caudal Q (m ³ /h)
0,01	0,01	0,24
0,02	0,02	1,04
0,03	0,03	1,77
0,04	0,04	2,75
0,05	0,05	4,00
0,06	0,06	5,54
0,07	0,07	7,38
0,08	0,08	9,55
0,09	0,09	12,07
0,10	0,10	14,95
0,11	0,11	18,20
0,12	0,12	21,85
0,13	0,13	25,90
0,14	0,14	30,37
0,15	0,15	35,28
0,16	0,16	40,63
0,17	0,17	46,45

Dibujó	Fecha	Nombre	Planta de tratamiento de efluentes líquidos industriales para una industria gráfica	  Instituto de Investigación e Ingeniería Ambiental
Revisor				
Aprobó:				
Escala:	1:25		Alumno:	Ayelen N. Becker
P plano N°:	CM001		Carrera:	Ingeniería Ambiental
Camara medidora de caudal				



Dibujó:	Fecha:	Nombre:	Planta de tratamiento de efluentes líquidos para una industria gráfica	 UNSAM UNIVERSIDAD SAN MARTÍN 3IA Instituto de Investigación e Ingeniería Ambiental
Revisó:				
Aprobó:				
Escala:	1:25			
Piano N°:	SRR001	Vista en planta de un reactor SBR en detalle		Alumno: Ayelen N. Becker
				Carrera: Ingeniería Ambiental

ANEXO III - PRESUPUESTOS

Presupuesto online (rubros 1 al 9 y 11 al 12).

- Colegio de Arquitectura Buenos Aires (planilla de presupuesto online 2018)
- Sección *Arquitectura* Clarín (costo unitario de materiales)
- Colegio de Ingenieros Buenos Aires (planilla de costos y honorarios online 2018)

Solicitud de presupuesto mediante correo electrónico:

- Proveedor: Rotoplas
Presupuesto: Tanque de 5000 litros reforzado costo unitario \$ 25.200 + IVA
Presupuesto: Tolva 14000 litros reforzada 40% costo unitario \$ 82.703,99 + IVA
- Proveedor: Forminplas
Presupuesto: Tanque cilíndrico vertical de 5000 litros: \$ 18.300 + IVA
Presupuesto: Tanque cilíndrico vertical de 1300 litros: \$ 9.085 + IVA
Presupuesto: Tanque cilíndrico vertical de 1500 litros: \$ 10.500 + IVA
- Proveedor: Aeration Argentina
Presupuesto: Bomba Tsurumi, potencia 0,75 HP costo unitario: U\$D 830
(presupuesto adjunto)

Solicitud de presupuesto telefónico:

- Proveedor: Rotoplas
Presupuesto: Tolva 600 litros costo unitario \$ 3.258,67 + IVA
- Proveedor: Bombas El Bravo
Presupuesto: Bomba serie H150 para sólidos costo unitario: \$11.244,83 + IVA
- Proveedor: Tigre
Presupuesto: Cañerías y accesorios (tee y codos 45° y 90). Los costos unitarios son los que se volcaron en la planilla de presupuestos (tabla 8.1.1)
- Proveedor: Repicky S.A.
Presupuesto: Difusor de burbuja fina RG-300 costo unitario: \$726,00 + IVA

Los demás costos fueron adaptados en función a los extraídos de presupuestos de obras de PTELI o proyectos similares presupuestados en Argentina durante este último período.

