

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Mejoras en Planta de Tratamiento de Agua Potable
Rural, Pueblo de Toconao, Chile**

**Por
Joaquín Alejandro Salinas Soto**

**Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de ingeniero Civil**

Profesor Guía: Yerel Morales Pino

Enero, 2021

Dedicado a mi abuelo Oscar Soto y primo Oscar Soto,

Que cuidan de mi desde el cielo.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por acompañarme y cuidarme durante todo este recorrido.

A mi padre por todo el apoyo que me entrego.

A mi madre que siempre creyó en mí, por escucharme, darme su apoyo y cariño incondicional.

A mi hermano que es la persona que me acompañó en cada etapa de mi vida y me alentó a nunca rendirme.

A mi hermana por su compañía y preocuparse por mí.

A mis amigos y compañeros que me regalaron muy buenos momentos y me dieron muchas palabras de aliento.

A mi profesora guía Yerel Morales Pino, por su disposición y el apoyo que me entrego durante el proceso de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	8
1.1 Objetivo general	8
1.2 Objetivos específicos	8
1.3 Planteamiento del problema.....	9
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	13
2.1 Definición APR	13
2.2 Normativa APR.....	13
2.3 Procesos APR	14
2.4 Teoría de sedimentación.....	16
2.4.1 Conceptos Generales.....	16
2.4.2 Sedimentación de partículas discretas.	16
2.4.3 Sedimentación de partículas floculentas.....	16
2.4.4 Sedimentación por caída libre e interferida.....	17
2.4.5 Velocidad de sedimentación	17
2.5 Sedimentadores	19
2.5.1 Requisitos de diseño	19
2.5.2 Eficiencia de sedimentador	19
2.5.3 Partes de un sedimentador	19
2.5.4 Sedimentadores considerados.....	20
2.5.5 Sedimentador convencional.....	20
2.5.6 Sedimentador laminar	25
3. CAPÍTULO III: ZONA DE ESTUDIO	33
3.1 Clima	33
3.2 Recursos hídricos.....	34
3.2.1 Hidrografía.....	34
3.2.2 Características de las cuencas	35
3.2.3 Determinación de caudales.....	37
3.2.4 Análisis de sedimentos.....	42
3.3 Condiciones agua potable pueblo de Toconao.....	44
3.3.1 Proyección de 20 años a la demanda de agua potable del pueblo	45
3.3.2 Situación actual planta de tratamiento	46
4. CAPÍTULO IV: DISEÑO DE SEDIMENTADOR.....	48
4.1 Información entrada de diseños	48
4.2 Sedimentador convencional.....	49

4.2.1	Diseño sedimentador laminar de flujo horizontal	50
4.2.2	Diseño sedimentador laminar de flujo inclinado.....	51
4.2.3	Diseño sedimentador laminar de placas profundas	51
5.	CAPÍTULO V: RESULTADOS	52
5.1	Caudales microcuenca Quebrada de Jerez.....	52
5.2	Sedimentadores	52
5.2.1	Sedimentador convencional	52
5.2.2	Sedimentador de alta tasa horizontal.....	54
5.2.3	Sedimentador de alta tasa inclinado	55
5.2.4	Sedimentador de alta tasa con placas profundas	56
5.3	Sistema de tratamiento de agua contaminada con arsénico	58
5.3.1	Métodos de reducción de arsénico	59
6.	CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS	64
6.1	Sedimentadores de alta tasa	64
6.2	Tratamiento de arsénico.....	67
7.	CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES	72
8.	REFERENCIAS	75
9.	ANEXOS	78
9.1	Anexo A: Proceso de sedimentación de partículas discretas por caída libre, descrito por medio de la mecánica clásica.....	78
9.2	Anexo B Hipótesis fundamentales para la decantación interferida de Klinch.....	83
9.3	Anexo C Sedimentador convencional	84
9.4	Anexo D sedimentador laminar	87
9.5	Anexo E recursos hídricos	90
	Relleno de estadísticas	91
	Trasposición de caudales	92
	Trasposición de sedimentos	93
9.6	ANEXO F Sedimentadores de alta tasa.....	93

Lista de figuras

FIGURA 1-1: Mapa San Pedro de Atacama	9
Figura 1-2 : Clasificación general de sedimentadores	10
Figura 2-1: Índice de Willcomb para determinar el tamaño del flóculo.....	18
Figura 2-2: Sedimentadores horizontales de forma rectangular.....	23
Figura 2-3: Velocidad horizontal V_h para diferente relación: longitud-profundidad L/h de la zona de sedimentación	24
Figura 2-4: Variación de la V_{sc} en función de L	26
Figura 2-5: Eficiencia del sedimentador de placas en función de la longitud relativa	27
Figura 2-6: Variación de la eficiencia del sedimentador en función del ángulo de inclinación de las placas, planta de tratamiento de agua de cuenca, ecuador	28
Figura 2-7: Sedimentador laminar de flujo horizontal	30
Figura 2-8: Sedimentador laminar de placas con canaletas laterales de recolección de agua decantada, tolvas continuas para lodos y extracción mediante sifones	30
Figura 2-9: Sedimentador laminar con placas profundas	31
Figura 3-1: Mapa de los alrededores de San Pedro de Atacama	33
Figura 3-2: Climograma estación Socaire, periodo 2012 - 2016	34
Figura 3-3: Microcuenca Quebrada de Jerez y microcuenca Socaire	36
Figura 3-4: Microcuenca Río Loa Ante Represa Lequena.....	36
Figura 3-5: Estaciones pluviométricas Toconao y Socaire	38
Figura 3-6: Estación pluviométrica Lequena.....	38
Figura 3-7: Grafico de correlación de datos entre estación Toconao experimental y Camar del mes de marzo	39
Figura 3-8: Estaciones fluviométricas Toconao y Socaire	40
Figura 3-9: Estación fluviométrica Lequena.....	40
Figura 3-10: Caudales teóricos de la estación Toconao experimental, obtenidos del análisis (2005 – 2020)	41
Figura 3-11: Caudales medios, mínimos y máximos de la quebrada de Jerez	41
Figura 3-12: Precipitaciones y caudales de la estación Socaire, año 2012	42
Figura 3-13: Estaciones sedimento métricas Lequena.....	43
Figura 3-14: Turbiedad y Caudales, agosto 2020 a abril 2021, Estación Socaire	44
Figura 3-15: Filtros de resina implementados actualmente en la planta de tratamiento	47
Figura 3-16: Tanque de almacenamiento implementado en la planta de tratamiento	47
Figura 5-1: Longitud del sedimentador convencional en función del diámetro de la partícula en un rango acotado de diámetro de partícula	53
Figura 5-2: Longitud de sedimentador en función del diámetro de la partícula, rango extendido... ..	53
Figura 5-3: Longitud de sedimentador VS diámetro de la partícula con diferentes eficiencias.....	54
Figura 5-4: Longitud de sedimentador VS el ángulo de la placa con diferentes eficiencias	55
Figura 5-5: Longitud de sedimentador VS diámetro de la partícula con diferentes eficiencias.....	55
Figura 5-6: Longitud de sedimentador VS el ángulo de la placa con diferentes eficiencias	56
Figura 5-7: Longitud de sedimentador VS diámetro de la partícula con diferentes eficiencias.....	57
Figura 5-8: Longitud de sedimentador VS ángulo de la placa con diferentes eficiencias	57
Figura 6-1: Longitud VS diámetro de la partícula de sedimentadores con eficiencia del 70%.....	64
Figura 6-2: Longitud VS diámetro de la partícula de sedimentadores con eficiencia del 85%.....	65
Figura 9-1: Fuerzas actuantes en una partícula	78
Figura 9-2: Velocidad de asentamiento y flotación de esferas discretas en un fluido estático, valores K_1	82
Figura 9-3: Velocidad de asentamiento y flotación de esferas discretas en un fluido estático, valores K_2	82
Figura 9-4: Decantación por caída interferida.....	83

Figura 9-5: Análisis de la curva de sedimentación interferida	84
Figura 9-6: Estructura de salida en sedimentadores rectangulares	85
Figura 9-7: Canaletas para el agua decantada.....	86
Figura 9-8: Trayectoria de una partícula en placas paralelas inclinadas.....	87
Figura 9-9: Longitud de sedimentadores VS diámetro de la partícula con eficiencias del 80%.....	93
Figura 9-10: Longitud de sedimentadores Vs diámetro de la partícula con eficiencia del 90%	94
Figura 9-11: Longitud de sedimentadores VS diámetro de la partícula con eficiencia del 100% ...	94

Lista de tablas

Tabla 1-1: Ensayo de agua potable Toconao	10
Tabla 1-2: Concentración media de arsénico urinario y signos de hiperpigmentación en la población Atacameña	11
Tabla 2-1: Decantadores convencionales: criterios dimensionales	22
Tabla 2-2: Porcentaje de área adicional de sedimentación que debe proveerse	25
Tabla 2-3: Estructura de salida	25
Tabla 3-1: Antecedentes de la población	33
Tabla 3-2: Características de las cuencas	35
Tabla 3-3: Ensayo del agua cruda quebradas de Vilaco y Silapeti	44
Tabla 3-4: Ensayo del agua potable en tres puntos, Toconao	45
Tabla 3-5: Proyección de aumentos de población y consumos	46
Tabla 4-1: Características físicas y químicas del suelo esquelético, entre San Pedro de Atacama y el Tatio.....	48
Tabla 4-2: Datos empleados en diseño de los sedimentadores	49
Tabla 4-3: Datos empleados en el diseño del sedimentador laminar de flujo horizontal	50
Tabla 5-1: Longitud de sedimentadores según eficiencia para diámetros de 0,001 cm	54
Tabla 5-2: Métodos de tratamiento de arsénico de diferentes plantas en Chile	58
Tabla 6-1: Longitudes de diferentes sedimentadores en función del diámetro de la partícula con eficiencia del 70%	66
Tabla 6-2: Ventajas y desventajas de los humedales construidos	69
Tabla 6-3: Experimentos en humedales utilizados para la remoción de arsénico.....	70
Tabla 9-1: Valores de coeficientes de arrastre	81
Tabla 9-2: Valores de S según el tipo de modulo	88
Tabla 9-3: Estaciones pluviométricas	90
Tabla 9-4: Correlaciones estaciones.....	91
Tabla 9-5: Estaciones pluviométricas	92
Tabla 9-6: Estaciones sedimentométricas	92

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

El pueblo de Toconao se encuentra ubicado en la región de Antofagasta, en la comuna de San Pedro de Atacama y tiene como fuente de abastecimiento a las vertientes de Vilaco y Silapeti, pertenecientes a la microcuenca de la Quebrada de Jerez, en donde la asociación de agua potable rural (APR) es la encargada de la administración de la planta de tratamiento de agua potable considerando la potabilización, producción, distribución, recolección y disposición del agua consumida por de los clientes.

La planta de tratamiento presenta variados problemas operativos y de infraestructura, entre los cuales están la falta de procesos de tratamiento y la irregular calidad de las aguas que salen de la planta y se distribuyen por el poblado, la cual presenta elevados niveles de turbiedad, generando posibles riesgos a los consumidores. Teniendo en cuenta lo anterior, en este trabajo se realizan los siguientes análisis:

Un análisis de la microcuenca de la Quebrada de Jerez, sus fuentes de abastecimientos y su disponibilidad de agua cruda para la operación de la planta de tratamiento, considerando la futura proyección de demanda que tendrá el poblado.

El diseño de cuatro diferentes tipos de sedimentadores para el mejoramiento de la planta de tratamiento, esto en consideración de los altos niveles de turbiedad que presenta el agua potable y a las fallas que pueden producir los sedimentos en los diferentes componentes.

Un estudio bibliográfico de formas de tratamiento del arsénico en el agua, debido a que actualmente el agua que fue tratada por la planta no cumple con los requisitos mínimos de la norma Nch 409 of 2015.

1.1 Objetivo general

Mejoramiento de procesos unitarios en planta de tratamiento de agua potable rural en Toconao, Chile.

1.2 Objetivos específicos

- Diseño de diferentes alternativas de sedimentación que cumplan con las restricciones de espacio existentes.
- Análisis comparativo de las diferentes alterativas de sedimentadores.
- Evaluar posibles alternativas de mitigación, disponibles en la literatura, para disminución de los niveles de arsénico.

1.3 Planteamiento del problema

Históricamente el desarrollo de los pueblos ha estado estrechamente vinculado con el agua, ya que éste es un factor importante en el desarrollo de los centros poblacionales, tanto su calidad y cantidad son aspectos fundamentales para determinar el nivel y bienestar de la población. Actualmente, el incremento de habitantes en las ciudades demanda una gran cantidad de recursos para satisfacer sus necesidades básicas.

La problemática que actualmente afecta a los poblados de la comuna de San Pedro de Atacama, es la falta de agua potable, ya que la mayoría de ellos no cuenta con este recurso, por lo que es de vital importancia poder abastecerlos de agua limpia [1]

El pueblo de Toconao que se ubica a 36,8 Km de la comuna de San Pedro de Atacama (ver Figura 1-1), cuenta con un comité de agua potable rural y una planta de tratamiento de agua potable que considera la eliminación de arsénico, la cual se abastece de las aguas superficiales de la quebrada de Silapeti y el agua de la quebrada de Vilaco.

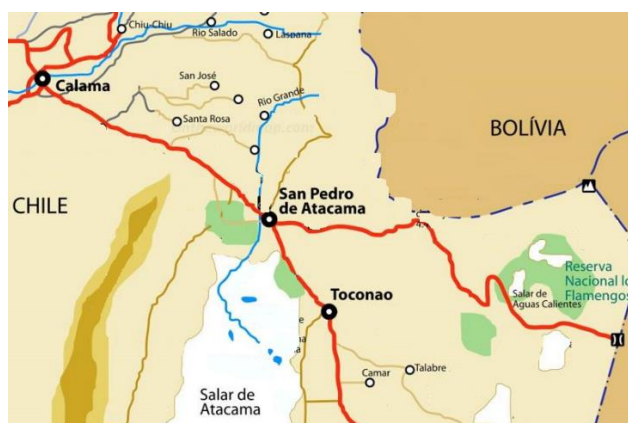


FIGURA 1-1: Mapa San Pedro de Atacama [2]

Un estudio que se realizó al agua que llegaba a los hogares (ver tabla 1-1) demostró que esta contenía presencia de Escherichia coli y altos niveles de arsénico, hierro, y turbiedad, superando los parámetros aceptables por la norma NCh 409, el agua contiene 340% más de arsénico de lo aceptable por la norma, un 323% más en cuanto al hierro y una diferencia de turbidez del agua con respecto a la norma del 300%, por lo que una modificación del sistema de tratamiento de la planta de agua potable es de gran importancia, ya que el agua no debe ser peligrosa para la salud o vida de los consumidores, es decir, no debe contener microorganismos, patógenos, ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud y debe poder operarse a costos razonables [3]. También producto de las crecidas producidas por las lluvias, se provoca un aumento en el caudal, lo que implica un aumento de la cantidad de sólidos suspendidos en el agua, aumentado aún más la turbiedad de esta, superando el porcentaje del 300% mayor a la norma, que ya contenía y la planta de tratamiento, al no tener un adecuado proceso de sedimentación, produce que el agua que se incorpora a la red de distribución sea agua con altos índices de turbidez, lo que provoca un cambio en el color, olor y sabor del agua.

Tabla 1-1: Ensayo de agua potable Toconao

ENSAYO	Planta AP	Sector bajo	Sector alto	Límite máximo Nch 409
Arsénico [mg/l]	0,03	0,03	0,03	0,01
Hierro [mg/l]	0,57	0,97	0,82	0,30
Turbiedad UNT	7,70	12,00	12,00	2 promedio, 4 puntual
Escherichia coli	Ausencia	Presencia	Ausencia	Ausencia

Teniendo en cuenta lo anterior y con el propósito de mejorar la planta de tratamiento del pueblo de Toconao, para así abastecer a los habitantes con agua potable, este trabajo consistirá en un análisis y diseño de diferentes tipos de sedimentadores existentes en la literatura (ver Figura 1-2), debido a que esta tecnología de tratamiento primario para agua potable, busca eliminar sólidos suspendidos por gravedad, mientras los componentes de menor tamaño flotan en la superficie [3]

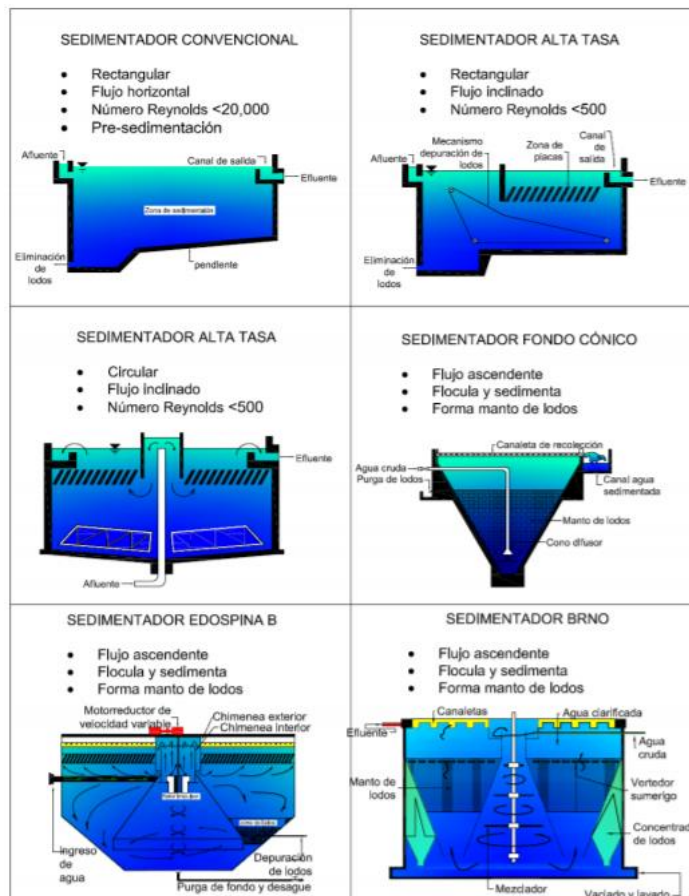


Figura 1-2 : Clasificación general de sedimentadores [4]

Los sedimentadores pueden reducir de manera significativa los sólidos suspendidos (remoción de 50 a 70%) y la materia orgánica (remoción de 20 a 40% de DBO) [3]

La turbiedad que puede remover la sedimentación, depende del trabajo que se le quiera dar al proceso. Según el tipo de filtro que se quiera usar, puede ser más económico remover la mayor cantidad de sólidos en la sedimentación y solo una mínima parte en la filtración, o remover, en cambio, un porcentaje de sólidos relativamente bajos en la sedimentación (disminuyendo el tamaño de los tanques) y dejando el resto de trabajo a la filtración [5]

Por lo antes mencionado el análisis de diferentes tanques de sedimentación, entregaría información para poder diseñar los demás elementos de una planta de agua potable, satisfaciendo las diferentes necesidades requeridas para el poblado.

Además de los problemas de turbiedad, Toconao se sitúa en una zona cuyos suelos y recursos hídricos están naturalmente contaminados con arsénico. La bibliografía clásica señala que la ingestión de aguas contaminadas con arsénico se asocia con trastornos cardiovasculares y efectos adversos en la piel incluyendo hiperqueratosis e hiperpigmentación y en algunos casos cáncer de piel. Recientemente la ingestión de arsénico se ha asociado también a cáncer de riñón, vejiga, hígado y pulmón [6]

Un estudio realizado a la orina de la población atacameña presenta una concentración media de arsénico total de 506,1 µg/l con un rango de 75,2-1.146,1 µg/l (ver Tabla 1-2). Este contenido de arsénico en orina es muy superior a los valores normales de referencia señalados por la Organización Mundial de la Salud para personas no ocupacionalmente expuestas. [6]

Tabla 1-2: Concentración media de arsénico urinario y signos de hiperpigmentación en la población Atacameña [7]

POBLACIÓN ATACAMEÑA QUE CONSUME AGUA CON CONTENIDO MODERADO DE ARSÉNICO 100 - 300 µg/L							
PUEBLO	POBLACIÓN GENERAL	POBLACIÓN EXAMINADA		POBLACIÓN CON SIGNOS DE HIPERPIGMENTACIÓN		CONCENTRACIÓN MEDIA DE ARSÉNICO DE ORINA µg/L	
		(N)	(%)	(N)	(%)	As Total	As Inorgánico
Cupo	37	24	64,9	4	16,7	175,9	74,7
Peine	196	39	19,9	4	10,3	413,3	231,9
Socaire	319	69	21,6	9	13,0	594,9	30,6
Caspana	274	86	31,4	9	10,5	75,3	27,3
Río Grande	80	25	31,3	0	0,0	428,6	185,1
Talabre	76	51	67,1	5	9,8	262,1	141,5
Toconao	384	58	15,1	3	5,2	75,2	30,6

Por lo antes mencionado, evaluar posibles soluciones de mitigación para el arsénico disponibles en la literatura también es primordial para entregar información complementaria de utilidad para el diseño global de la planta de tratamiento, con el fin de cumplir la normativa vigente respecto a agua potable.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Definición APR

La definición de APR es agua potable rural, un programa de la dirección de obras hidráulicas, el cual tiene como objetivo abastecer con agua potable a las localidades rurales del país considerando la cantidad, continuidad y calidad del agua que están de acuerdo con la Norma Chilena NCh 409/1. Of2005 [8] y los habitantes beneficiados deben aportar con una participación responsable y permanente, para que la propia comunidad pueda llevar posteriormente la administración del servicio una vez construido.

En el año 1964 se da inicio al programa de la APR, el cual considera la adopción del Plan Básico de Saneamiento Rural, contemplando los compromisos de la Resolución de la XIIª Asamblea Mundial de la Salud, del año 1959, “que estableció como prioritario el abastecimiento público de agua” [9] y el acuerdo “Carta de Punta del Este”, del año 1961, firmada por los Ministros de Salud de América Latina, “que estableció como meta el abastecimiento de agua potable al 50% de la población rural, en la década 1960-1970”. [9]

A lo largo del país se encuentran cerca de 1.879 sistemas de APR [9], que con la Ley 20.998, la Dirección de Obras Hidráulicas, a través de la Subdirección de Servicios Sanitarios Rurales, son los responsables de visar cada uno de los proyectos sanitarios rurales, que incluyen los proyectos de agua potable rural que se ejecuten con fondos públicos [10]. Estos sistemas alcanzan a un total de 1.740.639 habitantes de las poblaciones rurales [9] y son los comités y cooperativas los encargados de administrar, operar y mantener estos sistemas, los cuales reciben asesoría y asistencia del Ministerio de Obras Públicas, a través de la Dirección General de Agua, que son los encargados de la ejecución del programa.

2.2 Normativa APR

NCh 409/1.Of 2005	Agua potable – parte 1 – Requisitos
NCh 409/2.Of 2004	Agua potable – parte 2: Muestreo
NCh 691	Agua potable - Producción, conducción, almacenamiento y distribución - Requisitos de diseño.
NCh777/1.Of2008	Agua potable - Fuentes de abastecimiento y obras de captación - Parte 1: Captación de aguas superficiales
NCh777/1.Of2000	Agua potable - Fuentes de abastecimiento y obras de captación - Parte 1: Captación de aguas subterráneas

2.3 Procesos APR

El agua es un bien vital para la existencia de la vida humana, pero antes de ser utilizada debe pasar por un proceso para que pueda ser consumida por el ser humano sin que presente un riesgo para su salud. Este proceso es necesario para que no haya color, sabores u olores en el agua.

Los análisis requeridos para la selección de un sistema de tratamiento deben basarse, como mínimo, en los siguientes parámetros básicos de calidad del agua.

- Escherichia coli, se aceptan como alternativa las bacterias coliformes fecales.
- Turbiedad.
- En aquellos lugares donde se tenga evidencia de la existencia de sustancias nocivas o metales pesados se deberán exigir los análisis respectivos.

A continuación, se describen los procesos o etapas para potabilizar el agua, previo a ser distribuido en los hogares.

- **Entrada o captación de agua cruda**

La captación de aguas puede ser de forma subterránea y superficiales, esta última se realiza por medio de bocatomas de agua que se ubican en la vertiente o ríos. El agua que proviene de ríos está expuesta a la incorporación de materiales y microorganismos, requiriendo un proceso más complejo para su tratamiento.

- **Proceso de coagulación**

La remoción de las partículas coloidales (diámetro entre 1 y 1.000 mili micrómetros) está relacionada con la coagulación, ya que de ella depende la eficiencia de los siguientes pasos: floculación, sedimentación y filtración. El proceso de coagulación se lleva a cabo en una unidad de tratamiento denominada mezcla rápida y comienza con la adición de coagulantes. Este proceso es muy rápido, toma desde décimas de segundo hasta cerca de 100 segundos, de acuerdo con las características del agua que entra en el sistema [11]. En esta unidad las partículas chocarán entre sí, se aglomerarán y formarán otras mayores denominadas flóculos; estas pueden ser removidas con mayor eficiencia por los procesos de sedimentación, flotación o filtración.

La coagulación está esencialmente en función de las características del agua y de las partículas presentes, las mismas que definen el valor de los parámetros conocidos como pH, alcalinidad, color verdadero, turbiedad, temperatura, sólidos totales disueltos, tamaño y distribución de tamaños de las partículas en estado coloidal y en suspensión, etcétera [11].

- **Proceso de floculación**

El objetivo principal de la floculación es reunir las partículas desestabilizadas para formar aglomeraciones de mayor peso y tamaño que sedimenten con mayor eficiencia y se lleva a cabo en una unidad de tratamiento denominada floculador.

Existen dos tipos de floculación para promover el crecimiento de los flóculos:

Floculación Pericinetica: Se basa en las colisiones debidas al movimiento de las moléculas e inducidas por la energía térmica. A este movimiento se denomina "Movimiento Browniano".

Floculación Ortocinetica: Se basa en las colisiones de las partículas debidas al movimiento del agua. Este movimiento es inducido por una energía exterior a la masa de agua y que puede ser de origen mecánico o hidráulico.

Los principales factores que influyen en la eficiencia de este proceso son la naturaleza del agua, las variaciones del caudal, intensidad de agitación y el tiempo de floculación [12].

- **Proceso de sedimentación**

Es la remoción por efecto gravitacional de las partículas en suspensión de un fluido que tienen un peso específico mayor que el fluido. Este proceso se realiza en sedimentadores, en los cuales se produce la sedimentación del floculo, que precipitan al fondo formando lodos. Normalmente el periodo de retención del agua en esta zona es de 40 minutos a una hora. Los sedimentadores o decantadores en su tramo final poseen vertederos en los cuales se capta la capa superior del agua que contiene menor turbiedad, por medio de estos vertederos el agua pasa a la zona de filtración [13].

- **Proceso de filtración**

Es la remoción de sólidos suspendidos y coloidales presentes en una suspensión acuosa a través de un medio poroso. En general, la filtración es la operación final en la remoción de sólidos (remoción de turbiedad y color) del agua que se realiza en una planta de tratamiento de agua y por consiguiente, es la responsable principal de la producción de agua de calidad coincidente de los patrones de potabilidad.

La filtración usualmente es considerada como el resultado de dos mecanismos distintos pero complementarios: transporte y adherencia. Inicialmente, las partículas por remover son transportadas de la suspensión a la superficie de los granos del medio filtrante.

Los mecanismos que pueden realizar transporte son el cernido, la sedimentación, la intercepción, la difusión, el impacto inercial, la acción hidrodinámica y los mecanismos de transporte combinados.

Los mecanismos de adherencia son las fuerzas de Van Der Waals, las fuerzas electroquímicas y los puentes químicos.

Se han planteado debates sobre cuál de estos mecanismos es el que controla el proceso de filtración. Es indudable que no todos necesariamente tienen que actuar al mismo tiempo y que, en algunos casos, la contribución de uno o varios de ellos para retener el material suspendido es quizás mínimo [14].

- **Proceso de desinfección**

El proceso de desinfección significa eliminar de ella los microorganismos patógenos presentes en el agua (bacterias, protozoarios, virus y parásitos). Este proceso es necesario porque no es posible asegurar la remoción total de los microorganismos por los procesos físico-químicos, usualmente utilizados en el tratamiento del agua.

El agente de desinfección más empleado es el cloro, debido a su disponibilidad en forma de gas, líquido o sólido, es capaz de destruir la mayoría de microorganismos patógenos. Por otro lado, las aguas suministradas por una planta de tratamiento de agua para consumo humano pueden sufrir recontaminación en los tanques de almacenamiento o en las redes de distribución antes de ser distribuidas a la población. La desinfección debe protegerlas también de estas situaciones de riesgo posteriores al tratamiento [15].

2.4 Teoría de sedimentación

2.4.1 Conceptos Generales.

La sedimentación es la remoción por efecto gravitacional de las partículas en suspensión presentes en el agua. Estas partículas deberán tener un peso específico mayor que el fluido. La remoción de partículas en suspensión en el agua puede conseguirse por sedimentación o filtración, es por eso que ambos procesos se consideran como complementarios.

La sedimentación remueve las partículas más densas, mientras que la filtración remueve aquellas partículas que tienen una densidad muy parecida a la del agua, por lo que no pudieron ser removidas en el proceso anterior.

La sedimentación es un fenómeno físico y constituye una de las operaciones unitarias utilizadas en el tratamiento del agua para conseguir su limpieza.

Las partículas en suspensión sedimentan en diferente forma, dependiendo de las características de las partículas, así como de su concentración. El proceso se clasifica en distintas categorías: la sedimentación de partículas discretas, de partículas floculentas y de partículas por caída libre e interferida.

2.4.2 Sedimentación de partículas discretas.

Se llama partículas discretas a aquellas partículas que no cambian de características (forma, tamaño, densidad) durante la caída. Se denomina sedimentación o sedimentación simple al proceso de depósito de partículas discretas. Este tipo de partículas y esta forma de sedimentación se presentan en los desarenadores, en los sedimentadores y en los presedimentadores como paso previo a la coagulación en las plantas de filtración rápida y también en sedimentadores como paso previo a la filtración lenta.

2.4.3 Sedimentación de partículas floculentas.

Las partículas floculentas son aquellas producidas por la aglomeración de partículas coloidales desestabilizadas a consecuencia de la aplicación de agentes químicos. A diferencia de las partículas discretas, las características de este tipo de partículas, es decir, forma, tamaño y densidad sí cambian durante la caída.

2.4.4 Sedimentación por caída libre e interferida.

Cuando existe una baja concentración de partículas en el agua, éstas se depositan sin interferir. Se denomina a este fenómeno caída libre. En cambio, cuando hay altas concentraciones de partículas, se producen colisiones que las mantienen en una posición fija y ocurre un depósito masivo en lugar de individual. A este proceso de sedimentación se le denomina depósito o caída interferida o sedimentación zonal.

2.4.5 Velocidad de sedimentación

- **Partículas discretas con caída libre.**

El proceso de sedimentación de partículas discretas por caída libre, puede describirse por medio de la mecánica clásica (ver ANEXO A). En este caso, la sedimentación es solamente una función de las propiedades del fluido y las características de las partículas, obteniendo la siguiente ecuación para la velocidad de las partículas:

$$V_S = \sqrt{\frac{4g(\rho_s - \rho)}{3C_D\rho}} * d \quad (10)$$

En el cual:

V_S = Velocidad de sedimentación

d = Diámetro de la partícula

g = Aceleración de gravedad

ρ_s = Densidad de la partícula

ρ = Densidad del fluido

Tomando en consideración que el diámetro $d < 0,085$ mm y el número de Reynolds $Re < 1$, prevalece flujo laminar, siendo:

$$Re = \frac{V_S * d}{\nu} \quad (12)$$

El coeficiente de arrastre es una función del número de Reynolds:

$$C_D = \frac{24}{Re} \quad (13)$$

Y

$$\frac{\rho_s}{\rho} = S_S \quad (14)$$

Al reemplazar estas ecuaciones se origina la ecuación de Stokes para la velocidad de sedimentación:

$$V_s = \frac{g}{18} (S_s - 1) \frac{d^2}{u} \quad (15)$$

- **Sedimentación de partículas floculentas.**

Los factores primordiales que influyen en la velocidad de sedimentación son su tamaño, forma y densidad.

Las partículas en suspensión de aguas tratadas con coagulantes, consisten en flóculos formados por óxidos metálicos (Al_2O_3 o Fe_2O_3), agua en 85 a 95% y turbiedad y/o color con densidades variables entre 1,002 cuando predomina el color y 1,03 cuando predomina la turbiedad. En procesos de ablandamiento los flóculos tienen densidades cercanas a 1,20. El diámetro de los flóculos es variable desde menos de 0,001 mm hasta más de 5 mm, dependiendo de las condiciones de mezcla y floculación (gradientes de velocidad y tiempo de retención). Willcomb clasifica los flóculos por su tamaño, tal como se indica en la Figura 2-1.

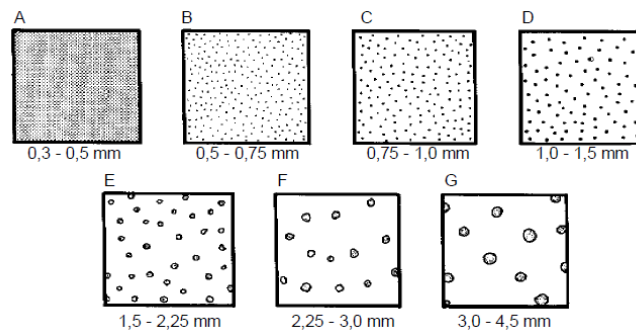


Figura 2-1: Índice de Willcomb para determinar el tamaño del flóculo [13]

- **Sedimentación de partículas floculentas con caída interferida.**

En bajas concentraciones de partículas estas sedimentan libremente, en cambio con alta concentración de partículas floculentas (superiores a 500 mg/L), las partículas se encuentran a distancias tan reducidas que se adhieren entre sí. Así, se crea una clara superficie de separación entre los flóculos y el líquido y esto da origen al fenómeno de sedimentación interferida.

Klinch establece las hipótesis fundamentales para la decantación interferida (ver ANEXO B), en la cual la velocidad de caída de una partícula depende principalmente de la concentración de las partículas.

2.5 Sedimentadores

2.5.1 Requisitos de diseño

La información básica requerida para el diseño de un sedimentador es el caudal de diseño, en el cual las unidades en una planta de tratamiento son diseñadas para el caudal máximo diario; la calidad fisicoquímica del agua, ya que, dependiendo de la calidad del agua cruda, se seleccionarán los procesos de pretratamiento y acondicionamiento previo; además se contemplan las características del clima, donde se consideran variaciones de temperatura y régimen de lluvias.

El estudio en terreno requerido para efectuar los diseños de un sistema de tratamiento son el estudio de fuentes, que incluya los aforos y los regímenes de caudal de por lo menos los últimos tres años, zona de ubicación, donde se considera el levantamiento topográfico en detalle, análisis de riesgo y vulnerabilidad de ella ante desastres naturales, análisis de suelos y el análisis de la calidad del agua.

2.5.2 Eficiencia de sedimentador

El sedimentador retendrá la totalidad de las partículas que tengan una velocidad de sedimentación mayor o igual a la velocidad de sedimentación crítica $V_s \geq V_{sc}$, además retendrá un porcentaje de V_s/V_{sc} % de las partículas con velocidades de sedimentación menores a la sedimentación crítica, por ejemplo, considerar una eficiencia del 70% retendrá todas las partículas con diámetros mayores a la velocidad de diseño seleccionada y otro porcentaje de diámetro de las partículas menores a la misma velocidad de diseño, por lo que el tamaño de la partícula que no sedimentan son las partícula menores de la velocidad de diseño. Por ende, el diseño del filtro se puede realizar considerando partículas menores a este tamaño.

Como mínimo se aceptará que un sedimentador tenga una eficiencia del 85% [16] en la separación de los sólidos sedimentables, por lo que es necesario verificar que el sedimentador tenga la longitud necesaria para que la trayectoria de cada una de las partículas tenga como destino el fondo del sedimentador. Uno de los procesos que más afecta a la eficiencia de los sedimentadores relacionada con la remoción de la turbidez del fluido y por ende en la calidad del agua obtenida son el proceso de coagulación y floculación, los que ayudan en esta labor, ya que una adecuada selección del coagulante y una eficiente dosificación de este genera una mayor cantidad de formación de partículas de mayor tamaño en el floculador, para ser posteriormente eliminadas en el sedimentador.

2.5.3 Partes de un sedimentador

La unidad de sedimentación puede dividirse en cuatro partes o zonas.

a) Zona de entrada

Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.

b) Zona de sedimentación

Consta de un canal con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos.

c) Zona de salida

Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

d) Zona de recolección de lodos

Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, una tubería y válvula para su evacuación periódica.

2.5.4 Sedimentadores considerados

Para el análisis se consideraron cuatro modelos, para realizar el diseño, los cuales fueron seleccionados considerando menor empleo de tecnología y mano de obra calificada para su operación:

- Sedimentador convencional.
- Sedimentador de placas con flujo laminar inclinado ascendente.
- Sedimentador de alta tasa de flujo horizontal.
- Sedimentador de alta de placas profundas.

2.5.5 Sedimentador convencional

Se describen cada una de las 4 zonas que se puede dividir un sedimentador, para el caso de sedimentación en tanques de fondo horizontal.

I) Zona de entrada

El sistema de entrada debe adecuar el gradiente de velocidad que entra en el sedimentador, pero los sistemas que disipan la energía del agua que proviene del floculador o el coagulador, tienden a romper el flóculo que entra al sedimentador. Por lo tanto, el propósito de la estructura de entrada es distribuir el agua tan uniformemente como sea posible en toda el área transversal del sedimentador, evitar los movimientos rotacionales de la masa líquida u otras corrientes cinéticas, disipar la energía que trae el agua y evitar altas velocidades que puedan perturbar los sedimentos del fondo. Pero la consideración que predomina aquí no es la posibilidad de ruptura del flóculo por esfuerzo cortante, pues puede resistir mayor esfuerzo, sino la de perturbaciones de la lámina líquida. Por otra parte, si las velocidades en los orificios de entrada son muy bajas, la distribución del flujo no es uniforme, por lo cual el diseño de los tabiques difusores (ver ANEXO C) debe cumplir con estos requerimientos.

- **Diseño de canales de entrada**

Un aspecto importante en el diseño de la entrada de los sedimentadores, es asegurar que el flujo se distribuya por partes iguales en todas las unidades y tiende a ocurrir que salga más caudal por los orificios o aberturas que están más alejadas del punto de entrada que por las primeras. En el caso de múltiples orificios se tiene que distribuir agua, no succionarla. Para evitar lo anterior una de las soluciones, es la de conservar una relación entre el área transversal del canal distribuidor A y el área

de todas las aberturas sumadas de 2 a 1 como mínimo. Si esto produce velocidades muy altas en los puntos de entrada capaces de romper el flóculo, puede entonces:

- a) Aceptarse una distribución menos uniforme de caudales permitiendo una relación de áreas de 2 a 1,4, sabiendo de que unas unidades van a trabajar más recargadas que otras o
- b) Hacer la distribución del flujo no a la entrada de los sedimentadores sino antes por medio de vertederos, siempre y cuando cada sedimentador tenga su propia entrada o trabaje directamente con el componente predecesor.

Puede en este caso usarse aberturas con alta pérdida de carga. No hay problema con la turbulencia creada, si esta se produce antes de que comience la floculación del flóculo y poco después de la mezcla rápida. Algunos diseñadores prefieren, por eso, construir una cámara de llegada de propósito múltiple, que sirva para medir el agua, mezclar los coagulantes y distribuir el flujo en las diversas unidades.

II) Zona de sedimentación – factores que deben considerarse:

Los factores que deben considerarse para la zona de sedimentación son: La carga superficial, periodo de retención y profundidad, forma de los sedimentadores, velocidad horizontal de escurrimiento y relación largo - profundidad y el número de unidades.

- **Carga superficial**

La carga superficial es la velocidad crítica mínima de sedimentación Q/A y depende de: Calidad del agua cruda (si predomina el color o la turbiedad), peso del flóculo, forma y tipo de sedimentador que se adopte, cuidado en el control del proceso, coagulantes que se usen y el grado de eficiencia que se desee.

En el pasado cuando se usaban casi exclusivamente filtros de arena fina, se esperaba del sedimentador la máxima remoción posible, para prolongar el tiempo de utilidad de los filtros y, por lo tanto, se escogían cargas superficiales bajas (de 15-25 m³ /m²/d). La tendencia en la actualidad es aumentarlas [5].

A falta de datos experimentales, pueden adoptarse especificaciones de tipo general. Según Netto (1972) sugiere los siguientes valores mostrados en la Tabla 2-1:

Tabla 2-1: Decantadores convencionales: criterios dimensionales

Tipo de instalación	Carga superficial	
	m ³ /m ² /d	m ³ /m ² /h
Instalaciones pequeñas con operaciones precarias	20 - 30	0,8 - 1,2
Instalaciones proyectadas con la nueva tecnología, con operación razonable	30-40	1,2 - 1,7
Instalaciones proyectadas con la nueva tecnología, con operación buena	35-45	1,5 - 1,9
Instalaciones grandes con nueva tecnología, operación excelente y con auxiliares de coagulación siempre que necesite	40-60	1,7 - 2,5

- **Periodo de retención y profundidad**

El periodo de retención es el tiempo máximo que la partícula con la mínima velocidad de sedimentación escogida, tarda en llegar hasta el fondo. Por tanto, es directamente dependiente de la profundidad del tanque. Cuanto menor sea la profundidad, menor será el periodo de retención necesario para recolectar dicha partícula. Los decantadores de alta velocidad hacen uso de este concepto. Los sedimentadores horizontales no pueden construirse con profundidades muy pequeñas debido a que la velocidad de escurrimiento horizontal no puede hacerse muy alta y también a que existen interferencias que revuelven el sedimentador (corrientes térmicas, de densidad, etc.).

- **Forma del sedimentador**

Los sedimentadores pueden tener forma: rectangular o circular. Los primeros son los que se usan más comúnmente en plantas de tratamiento de agua. Los tanques largos suelen dar los mejores resultados. Normalmente, tienen una relación longitud/ancho comprendida entre 3 y 6 y una profundidad de 2,50 a 4,0 metros [13].

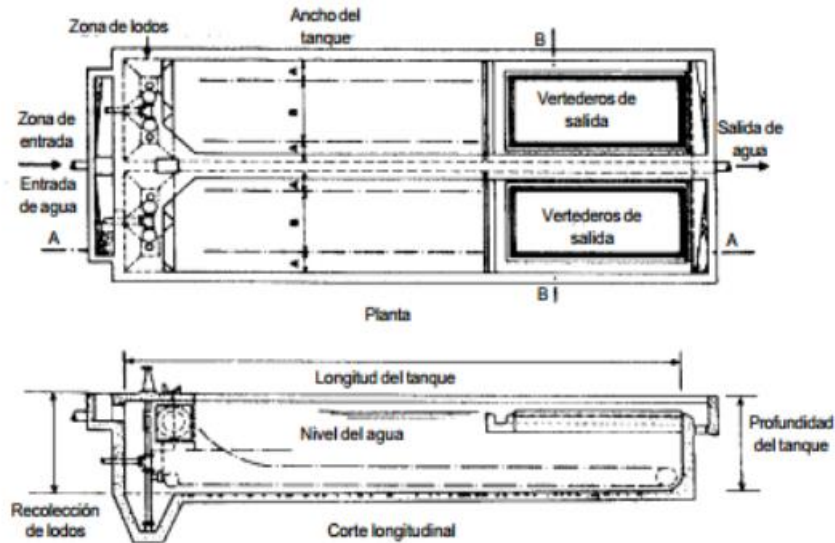


Figura 2-2: Sedimentadores horizontales de forma rectangular [13]

Los sedimentadores horizontales circulares se usan preferentemente en el tratamiento de agua servidas y en el de aguas potables para unidades de manto de lodos, por su facilidad para instalarle brazos rotatorios para recolección de sedimentos.

- **Velocidad horizontal y relación largo-profundidad de la zona de sedimentación**

La velocidad horizontal en sedimentadores rectangulares produce dos efectos opuestos:

Por un lado, ayuda a la floculación de los sólidos suspendidos dentro del sedimentador, promoviendo el choque entre ellos y aumentando de esta manera la proporción de partículas finas que pueden ser removidas durante la sedimentación.

Por otro lado, arrastra y suspende los flóculos ya sedimentados o que está por sedimentar. Por tanto, es conveniente que la velocidad horizontal sea lo bastante alta como para que se estimule la floculación.

Rebhun y Argman (1963), trabajando con suspensiones floculentas en sedimentadores experimentales, llegaron a la conclusión de que a velocidades horizontales de 20 m/hora (0,55 cm/s), la remoción de partículas finas fue más alta que la predicha por la teoría, lo que indica que la velocidad tuvo un efecto positivo mientras que por encima de este límite predominó el efecto negativo, cada vez más acentuado.

Para determinar la velocidad horizontal V_h tenemos Q , que es el caudal que entra al sedimentador, V_{sc} es la velocidad crítica (carga superficial) y V_h es la velocidad horizontal.

$$Q = V_{sc} * Ah \quad (20)$$

$$Q = v_h * Av \text{ como } Ah = a * L \quad (21)$$

$$Av = ah \quad (22)$$

$$\frac{L}{h} = \frac{v_h}{v_{sc}} \quad (23)$$

Por tanto, la relación: longitud L de la zona de sedimentación, sobre profundidad h de la misma, dependerá de las velocidades Vh sobre Vsc que se escojan. En otras palabras, a igualdad de carga superficial, la relación L/h determinará la velocidad horizontal Vh .

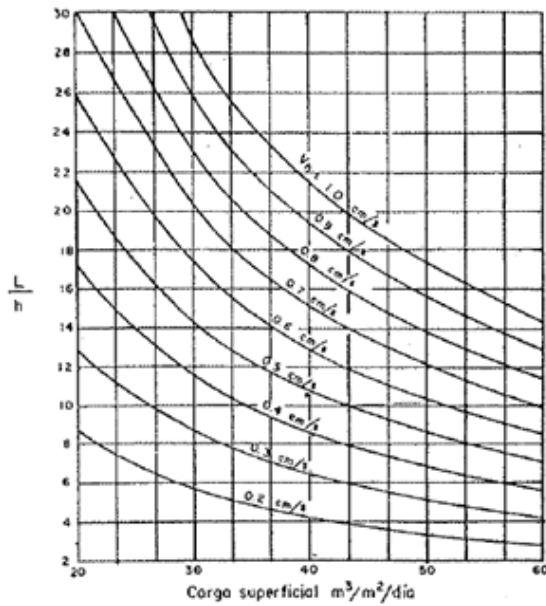


Figura 2-3: Velocidad horizontal V_h para diferente relación: longitud-profundidad L/h de la zona de sedimentación [5]

- **Número de unidades**

Se considera el uso de dos unidades de sedimentación, de tal forma que cuando se suspenda una se pueda seguir trabajando con la otra. Teniendo en cuenta esta eventualidad, el área total de los decantadores debe incrementarse en un porcentaje adicional como se especifica en la siguiente Tabla 2-2:

Tabla 2-2: Porcentaje de área adicional de sedimentación que debe proveerse

Número de unidades	Carga superficial m ³ /m ² /d			
	20	30	40	50
2	0	33	67	100
3	0	11	22	33
4	0	9	17	25
5 o mas	0	7	13	22

En la práctica [5] se usan las relaciones siguientes:

$$5:1 < L/h < 25:1 \quad (24)$$

III) Zona de salida

- **Estructura de salida**

Existe una gran variedad de estructuras de salida, las cuales podríamos clasificarlas como se muestra en la Tabla 2-3:

Tabla 2-3: Estructura de salida

Vertedero	Lisos
	Dentados
Canaletas	Lisas
	Dentadas
	Con orificio
Orificios	Circulares
	Cuadrados

Los vertederos, cualquiera sea su forma, en lo posible no deben dejar zonas en las cuales se puedan producir turbulencias, por lo que se debe considerar en la selección de la estructura de salida para su posterior diseño y la hidráulica de la zona de salida (ver ANEXO C).

2.5.6 Sedimentador laminar

En los sedimentadores de placas lo más importante es conseguir una distribución del flujo uniforme en todo el fondo del sedimentador y una recolección también muy uniforme del efluente encima de

las placas, a fin de obtener una distribución lo más equilibrada posible del flujo en toda el área. Cada espacio entre placas debe considerarse como un pequeño sedimentador que tiene que recibir la misma cantidad de agua que los otros.

- **Velocidad sedimentación laminar**

Los efectos que favorecen la remoción de las partículas en este tipo de unidades son el aumento del área de sedimentación, la disminución de la altura de caída de la partícula y el régimen de flujo laminar.

Cuando una partícula asciende con una velocidad media V_o , arrastrada por el flujo entre dos placas paralelas que forman un ángulo θ con la horizontal, la velocidad resultante que determina la trayectoria de la partícula puede descomponerse en dos componentes: V_x y V_y , después de un análisis (ver ANEXO D) se puede obtener la ecuación de sedimentación crítica:

$$V_{sc} = \frac{V_o}{\text{sen}\theta + L\text{cos}\theta} \quad (38)$$

- **Factores que influyen en el proceso**

Los factores que influyen en el proceso de sedimentación son la longitud L y el ángulo de las placas θ del sedimentador, los cuales pueden aumentar o disminuir la eficiencia del sedimentador. En la Figura 2-4 muestra la variación de la velocidad crítica sobre la velocidad de sedimentación V_{sc} / V_o en función de la longitud del sedimentador L , con $\theta = 0$ y un valor fijo de V_o , para ductos de sección circular y placas paralelas. Para los dos tipos de sedimentadores, el valor de V_{sc} disminuye rápidamente con el aumento de L , con lo que se obtiene un aumento significativo de la eficiencia hasta $L = 20$. A partir de este valor, el valor de V_{sc} tiene poca variación.

El comportamiento es similar en el sedimentador de placas paralelas y se cumple también para otros ángulos, como lo muestra la Figura 2-5.

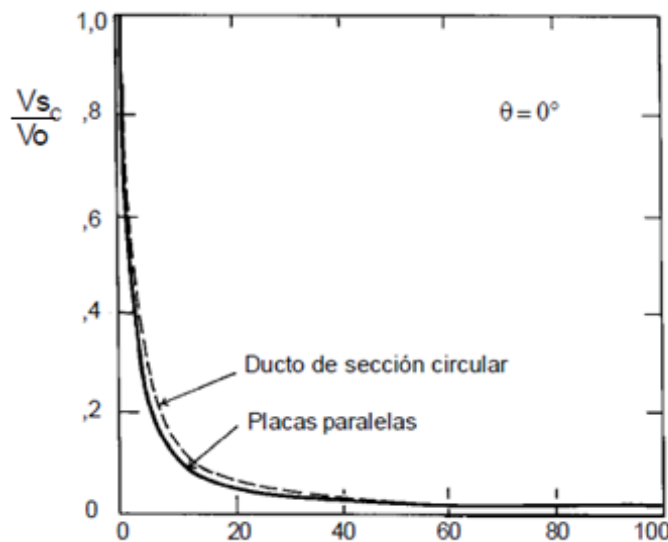


Figura 2-4: Variación de la V_{sc} en función de L [13]

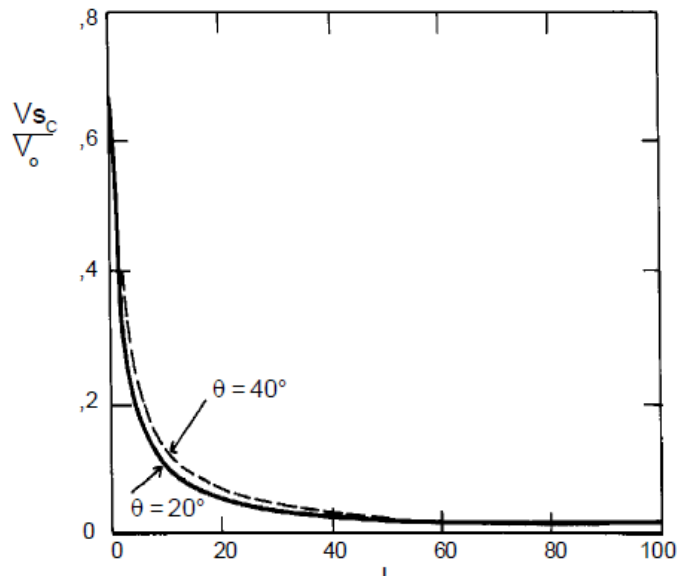


Figura 2-5: Eficiencia del sedimentador de placas en función de la longitud relativa [13]

Para facilitar el deslizamiento del lodo depositado sobre las placas, el valor de θ que se adopta para diseños es de 60° como se muestra en la Figura 2-6.

Las ecuaciones anteriores se consideraron en régimen laminar, pero en la práctica existe una región de transición hasta que todo el escurrimiento se vuelva laminar, de este modo, a la longitud de sedimentación debería agregarse una longitud L' , correspondiente a la región de transición que depende del número de Reynolds (ver ANEXO D). La longitud relativa L' para la región de transición en un ducto circular puede ser estimada mediante la expresión:

$$L' = 0,058Re \quad (43)$$

Donde

$Re = \text{Numero de Reynolds}$

- **Velocidad del flujo**

Se puede analizar que cuanto mayor es V_o , mayor deberá ser V_{s_c} para que resulte el mismo valor de S , siendo L y Q fijos. Por otro lado, la velocidad V_o debe ser tal que no arrastre de los flóculos depositados. La velocidad V_o no debe superar la velocidad de escurrimiento máxima V_o' definida por la (ecuación 44):

$$V_o = V_{s_c} \sqrt{\frac{Re}{8}} \quad (44)$$

Evaluaciones de plantas de tratamiento, han conseguido mejores resultados con los sedimentadores de ductos o placas con números de Reynolds inferiores a 500 [13].

- **Inclinación del módulo**

En un sedimentador laminar se debe seleccionar una inclinación tal que asegure una continua y eficiente remoción de lodos. Evaluaciones en plantas de tratamiento han demostrado que la inclinación de 60° favorece mucho este efecto, (ver Figura 2-6) [13].

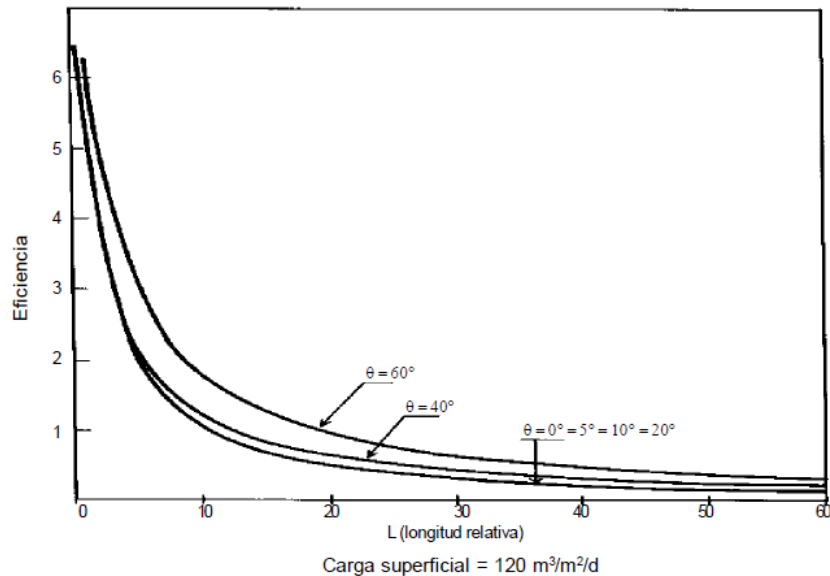


Figura 2-6: Variación de la eficiencia del sedimentador en función del ángulo de inclinación de las placas, planta de tratamiento de agua de cuenca, ecuador [13]

- **Sistema de entrada**

El agua floculada debe entrar directamente debajo de las placas y la velocidad en el fondo puede calcularse con la siguiente expresión:

$$v = \frac{lq}{86400} h_v \quad (47)$$

Donde

l = Longitud del decantador(m)

q = Carga superficial ($m^3/m^2/d$)

h_v = Distancia entre el extremo inferior de las placas y el fondo del decantador (m).

El mayor problema en los sistemas distribuidores de agua floculada es la posible obstrucción de ellos por depósitos en los puntos muertos, por lo que la velocidad del flujo no debe ser inferior a 0,20 m/s, pero no mucho más de ese valor, para evitar la posible ruptura del flóculo causando problemas en el proceso de sedimentación.

- **Sistema de salida**

La uniformidad con la cual las masas de agua ascienden por entre placas, depende tanto del sistema de salida como del de entrada, para conseguir una extracción uniforme del flujo puede hacerse un canal central recolector y canales laterales o un canal central recolector y tuberías perforadas laterales. Ambos sistemas funcionan correctamente siempre y cuando estén bien diseñados.

Cuando se usan canales laterales, el espaciamiento "x" entre los bordes de ellos deben ser igual al doble de la altura "y" de la lámina de agua sobre las placas. O sea que $x = 2y$, Pero, produce resultados más confiables hacer $x = 1,5y$ y se debe evitar hacer el vertedero de bordes lisos porque cualquier desigualdad en la nivelación de ellos (aunque sea de pocos milímetros) produce desigualdades en la cantidad de agua extraída.

Los tubos perforados en la parte superior dan excelentes resultados, cuando cada orificio es del mismo diámetro, tiene una carga de 5 a 10 cms sobre él y descarga libremente dentro del tubo, el cual no puede trabajar a sección llena. Esta condición es básica para obtener que cada orificio extraiga la misma cantidad de agua. Los orificios, sin embargo, tienden a obstruirse cuando hay un gran crecimiento de algas y se les debe realizar mantención. El diámetro de los tubos se puede calcular a partir de la conocida fórmula de Fair (1973) (ver ANEXO D).

- **Tipos de sedimentadores laminares**

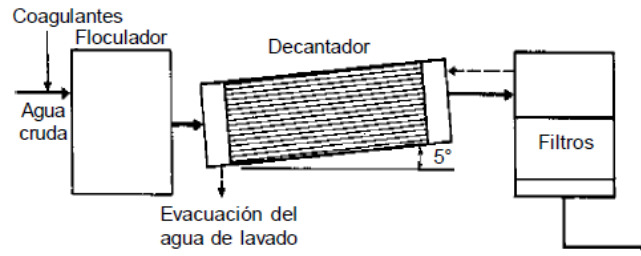
De acuerdo con la dirección del flujo, los sedimentadores laminares pueden clasificarse de flujo horizontal y de flujo inclinado.

- **Sedimentador laminar de flujo horizontal**

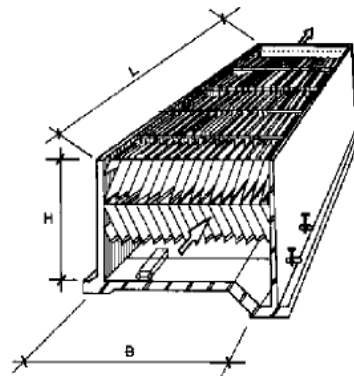
El flujo del agua es o tiende a ser horizontal. La Figura 2-7 (a) representa un sedimentador laminar de flujo horizontal.

Láminas ligeramente inclinadas con un ángulo de 5° (ángulo de máxima eficiencia para la remoción de sedimento). En esta solución, se requiere invertir el flujo para realizar la limpieza del sedimentador. Esta solución es muy utilizada en plantas comerciales o plantas de pequeña capacidad (inferior a 50 litros por segundo).

Para evitar el lavado y obtener al mismo tiempo máxima eficiencia y escurrimiento de lodos depositados en las láminas, se puede recurrir a las soluciones indicadas en la Figura 2-7 (b). Estos son sedimentadores laminares de flujo horizontal (máxima eficiencia), pero con láminas planas paralelas inclinadas para obtener la pendiente necesaria de escurrimiento de flóculos.



a) De láminas horizontales



b) De láminas inclinadas

Figura 2-7: Sedimentador laminar de flujo horizontal [13]

- **Sedimentador laminar de flujo inclinado**

Este tipo de decantadores es el más usado. Generalmente, en la parte inferior del decantador se presenta una zona de distribución de agua, en la parte media existen módulos inclinados con un ángulo de 60°. El agua decantada se recolecta lateralmente en la parte superior (ver Figura 2-8).

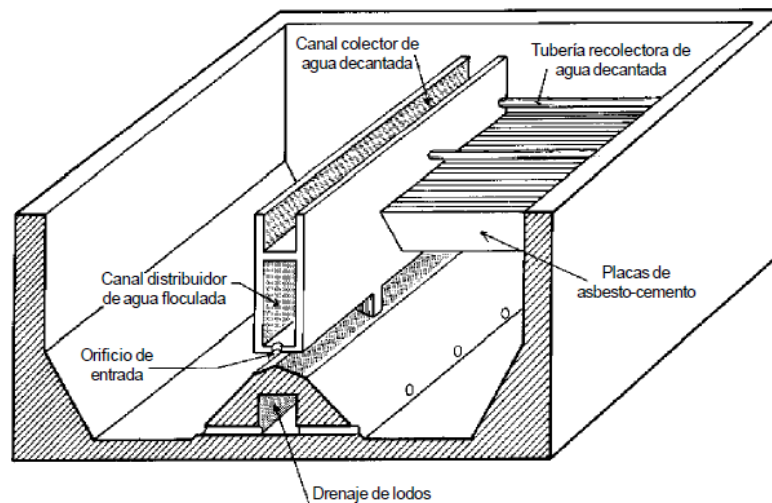


Figura 2-8: Sedimentador laminar de placas con canaletas laterales de recolección de agua decantada, tolvas continuas para lodos y extracción mediante sifones [13]

- **Sedimentación acelerada con placas profundas**

El sedimentador consiste en incrementar la longitud de las placas, que en lugar de tener 0,60 m a 1,20 m de altura, se hace de 3,0 m a 3,25 m de profundidad, también con 55° a 60° de inclinación y una separación libre, medida perpendicularmente, de 0,05 m (ver Figura 2-9).

Como en este caso las placas resultan ser muy grandes y difíciles de manejar, se las prefiere con anchos no mayores de 1,2 m a 1,5 m, con lo que el área superficial de cada elemento es de 3,6 a 4,87 m², que es muy superior a la de las placas angostas de 1,2 x 2,4 m, que es de 2,88 m²

El problema radica en que para que el flujo se difunda uniformemente en cada una de estas placas tan grandes, se requiere diseñar muy bien los sistemas de entrada y salida.

El diseño hidráulico del sedimentador con placa profunda, se debe hacer considerando un sistema con múltiples entradas, sin embargo, no puede hacerse para una distribución del flujo muy equilibrada, porque para esto se necesitaría producir pérdidas de carga de más de 0,1 m [5], lo que implica utilizar altas velocidades que pueden destruir el *flóculo*. Es suficiente en estos casos conservar una relación de áreas, entre la de la sumatoria de los orificios y la de la sección transversal del canal distribuidor, de 1,0 a 1,5.

Es en la salida, en cambio, donde debe manejarse la distribución del flujo, calculando el vertedero con el mayor caudal posible u orificios con más de 0,05 a 0,1 m de carga, con el objetivo de garantizar una recolección uniforme del caudal tratado. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que tampoco se pueden hacer orificios muy pequeños, de menos de 5 mm, porque tienden a obstruirse.

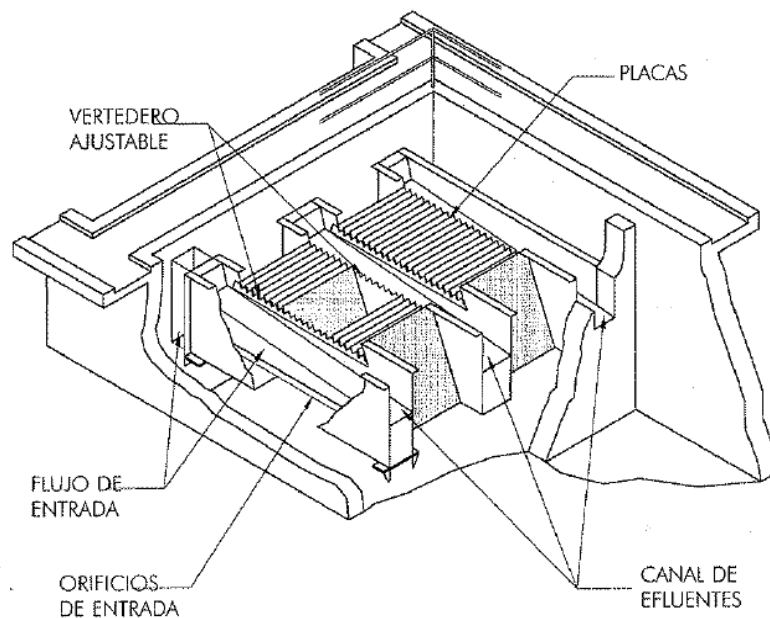


Figura 2-9: Sedimentador laminar con placas profundas [5]

- **Método de cálculo sedimentación con placas profundas**

Tanto para el cálculo de las placas profundas como para el de las placas angostas, se aplican las mismas fórmulas antes incluidas, pero existen algunas diferencias que deben tenerse en cuenta:

Como el área de placas instaladas por metro cuadrado de superficie horizontal de sedimentador en los sistemas de placas profundas es mayor que en las de las placas angostas, la velocidad de ascensión del flujo y la relación Q/A , es también mayor en las primeras que en las segundas. En estas condiciones, los sedimentadores de placas profundas resultan mucho más compactos que los de placas angostas, y más económica su estructura de hormigón. Lo que implica que la relación espaciamiento/profundidad en unas es de sólo 12 a 24 y en las otras, de 60 a 65.

El aumento de la velocidad de ascensión entre placas, puede producir un arrastre mayor de las partículas que están sedimentando, lo que podría compensar la más alta eficiencia obtenida con la relación ancho/profundidad, punto que ha sido estudiado y que debe tenerse en cuenta al aplicar las ecuaciones de Yao [13].

El sedimentador de placas profundas resulta de mayor altura que el de placas angostas, aunque no tanto, por lo que en el primero las placas se colocan desde muy abajo (dos metros mínimo por encima del fondo) hasta sobresalir por encima del nivel del agua, y en las segundas, totalmente sumergidas, a una altura de 0,3 a 0,45 m por encima de los orificios de entrada del flujo para facilitar la distribución del mismo en sentido horizontal, dejando una capa de agua sobre ellas de 0,8 a 0,9 m hasta los canales o tubos de recolección del agua, lo cual suma 2,4 m en total. Así, el sedimentador de placas de 3,0 a 3,2 m de profundidad suele salir 0,60 a 0,80 m más hondo que el de las placas angostas, lo cual aminora un poco los beneficios económicos derivados de la alta carga superficial con que trabajan, y disminuye el área superficial construida.

3. CAPÍTULO III: ZONA DE ESTUDIO

El pueblo de Toconao que se localiza en la segunda región de Antofagasta, provincia de El Loa, formando parte de la comuna de San Pedro de Atacama, con una extensión de 10.403,3 km².

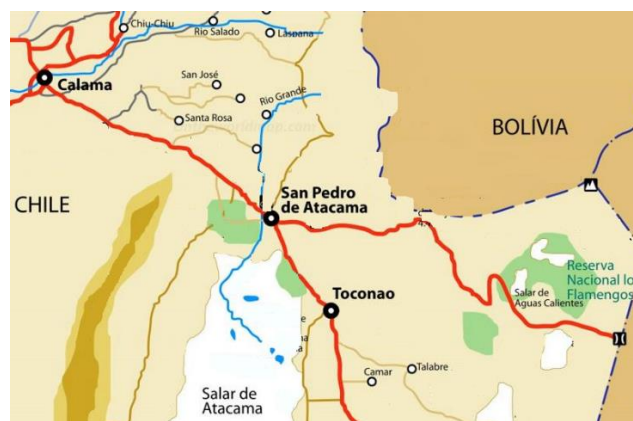


Figura 3-1: Mapa de los alrededores de San Pedro de Atacama [2]

De acuerdo al censo del año 2019, la población del pueblo alcanza los 881 habitantes con un 100% de población rural. La Tabla 3-1 muestra la población del pueblo por división urbana y rural.

Tabla 3-1: Antecedentes de la población [17]

Población Censo 2017			
Distrito Censal	Total	Urbana	Rural
Toconao	881	0	881

3.1 Clima

La comuna de San Pedro de Atacama, se caracteriza por presentar un clima desértico marginal de altura, lo que significa que durante todo el año existe una gran oscilación térmica, lo que se explica debido a que se encuentra a una altura sobre los 2.000 m.s.n.m., dando características propias del desierto en altura. [18]

Sin embargo, San Pedro de Atacama, se caracteriza por tener dos estaciones muy marcadas, una fría y una cálida. La estación fría, se encuentra entre los meses de mayo a septiembre, en donde los meses junio y julio son los meses con temperaturas más bajas. La estación cálida, corresponde a los meses entre octubre y abril, donde los meses con mayor temperatura son enero y febrero, sin

embargo, cabe mencionar que durante estos meses también ocurren eventos de precipitaciones ocasionales. [18], esto se puede apreciar en el climograma de la Figura 3-2.

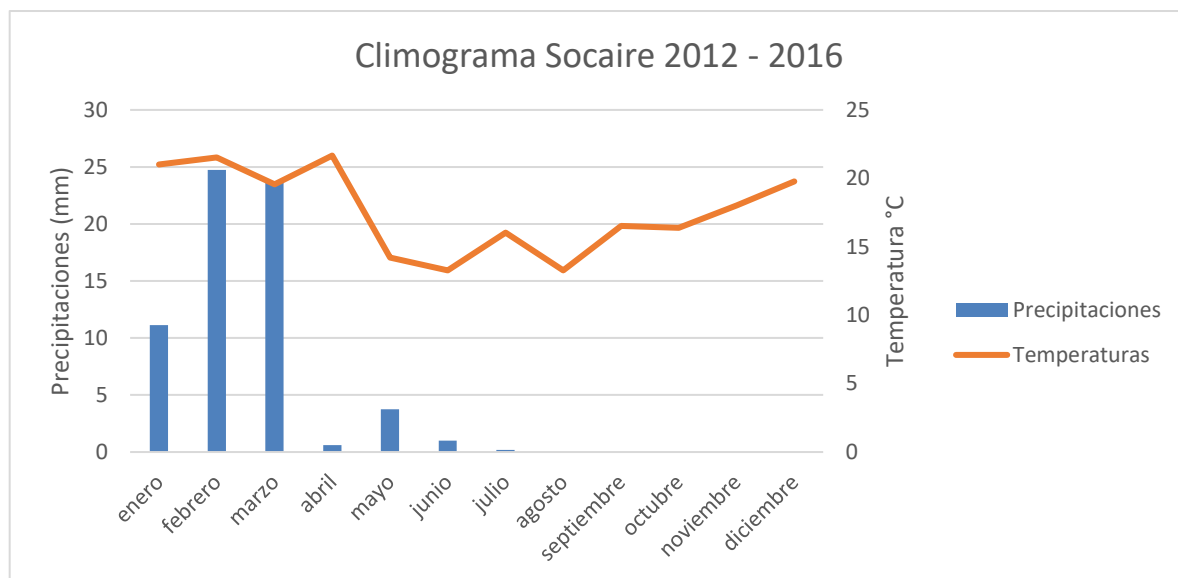


Figura 3-2: Climograma estación Socaire, periodo 2012 - 2016

3.2 Recursos hídricos

3.2.1 Hidrografía

La comuna de San Pedro de Atacama participa de una cuenca endorreica altiplánica, a través de una serie de relativamente pequeñas subcuencas que incluyen ríos, lagos, lagunas y salares y de la cuenca Endorreica, Altiplánico andino, conformada por el Salar de Atacama [18].

Estas cuencas son cavidades rodeadas de cordones montañosos, situación que provoca el escurrimiento de las aguas en dirección hacia el centro de aquellas depresiones, las que, a su vez, al no tener desagüe, se acumulan formando lagunas. En algunos casos, producto de las condiciones de aridez dominante y la alta evaporación, se transforman en salares [18].

Las localidades del Sureste del Salar de Atacama, Toconao, Talabre, Socaire y Peine, utilizan las aguas de pequeñas quebradas y afloramientos de vertientes. Las quebradas cordilleranas se alimentan de las precipitaciones altiplánicas. Los habitantes de Toconao dependen de las quebradas de Silapeti, ubicada a 6.900 metros al noreste del pueblo a una cota de 3.030 m.s.n.m [19] y la quebrada de Vilaco, en la subcuenca del Salar de Atacama.

3.2.2 Características de las cuencas

A continuación se detallan las características geomorfológicas de la cuenca Quebrada de Jerez, así como también las características de las cuencas cercanas con información meteorológica y sedimentométrica de interés, En la Tabla 3-2 se muestra el resumen de los parámetros:

Tabla 3-2: Características de las cuencas

Cuenca			
Parámetro	Jerez	Socaire	Lequena
Área (km²)	264	174	2061
Cota máxima (msnm)	5459	5605	6023
Cota min (msnm)	2666	3632	3319
Pendiente media °	10,73	14,79	9,26
Pendiente media %	18,90	26,40	16,30
Cauce principal			
Longitud principal del cauce (m)	30262	25589	69060
Alt máxima (m)	4684	4428	3971
Alt mínima (m)	2515	3583	3317
Pendiente media (m/m)	0,07	0,03	0,01
Tiempo concentración			
Kirpich (hr)	2,5	3,0	10,4

En las siguientes Figuras 3-3 Y 3-4 se aprecia las formas de las microcuencas y la longitud principal de su cauce.



Figura 3-3: Microcuenca Quebrada de Jerez y microcuenca Socaire



Figura 3-4: Microcuenca Río Loa Ante Represa Lequena

3.2.3 Determinación de caudales

Para la obtención de caudales de la microcuenca, que no tiene estaciones fluviométricas que permitan su obtención directa, se propone el uso del método de transposición de caudales. El método utiliza la extrapolación de los caudales observados en una cuenca de la que existe información fluviométrica (cuenca patrón), a otra cuenca que no dispone de ella, por comparación de sus superficies y las precipitaciones medias anuales de cada una [20]. Esta metodología sólo considera el caudal aportado por las precipitaciones y no tienen en consideración extracciones o restituciones que puedan tener otro origen, por lo que en un principio no serían de aplicación a cuencas que no tuviesen un régimen natural o cercano a este, o de no ser así requerirían una posterior corrección de los datos. En rigor, para aplicar la transposición de caudales se presume que los gastos específicos (gastos por unidad de área) de las cuencas respectivas son aproximadamente iguales, es decir, los gastos son proporcionales a las áreas de las cuencas. Los trasposos de información se efectúan por medio de gastos específicos por unidad de precipitación en un período de tiempo determinado, siempre y cuando la cuenca aportante de información posea registros de duración lo suficientemente prolongados, imponiendo un período mínimo de 10 años de registros, ya que, mientras menor sea el período de tiempo al que se refieren los datos, mayor será la posibilidad de error [20].

La información pluviométrica, fluviométrica y sedimentométrica analizada se obtuvo de la Dirección General de Aguas (DGA), a través del Centro de Información de Recursos Hídricos (CIRH), la cual está públicamente disponible en el sitio web¹, ya que cuenta con un número de estaciones suficientes y representativas que permite el análisis de la cuenca en estudio.

En primera instancia, se realiza el análisis de precipitaciones, para el cual existen 9 estaciones meteorológicas de la DGA vigentes (Figura 3-5 y 3-6). En la Tabla 9-3, ANEXO E, se indica la ubicación, altitud y número de registros de la totalidad de las estaciones pluviométricas de la DGA que se encuentran dentro y cercanas a la cuenca en estudio.

¹ Sitio web www.snia.dga.cl

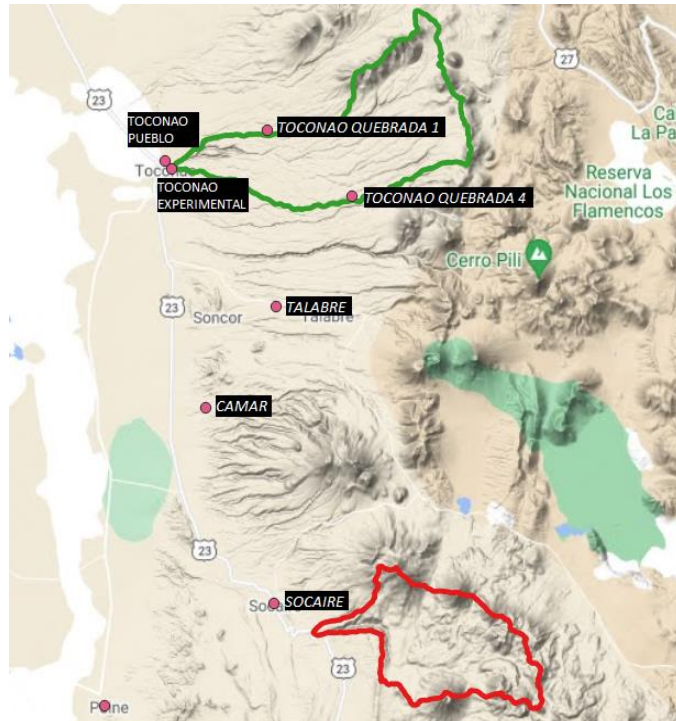


Figura 3-5: Estaciones pluviométricas Toconao y Socaire

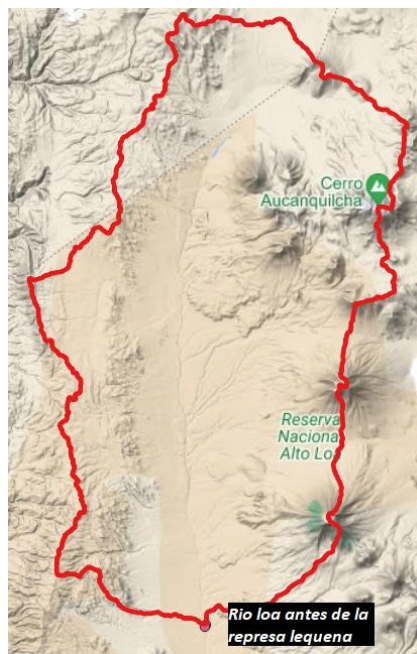


Figura 3-6: Estación pluviométrica Lequena

La microcuenca patrón se escoge con la curva doble acumulada, y las correlaciones mensuales se consideran para un eventual relleno de información.

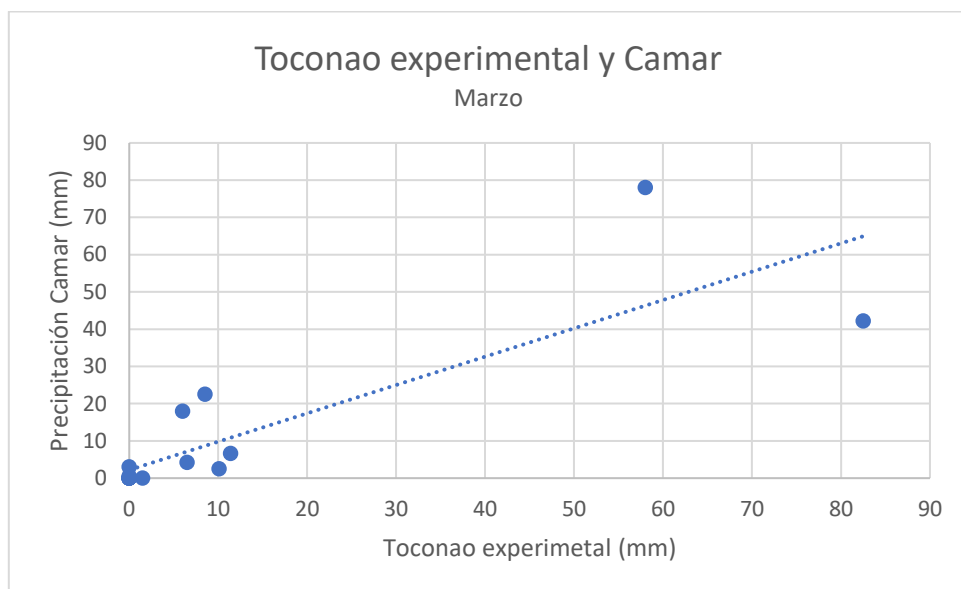


Figura 3-7: Grafico de correlación de datos entre estación Toconao experimental y Camar del mes de marzo

Para realizar el análisis de caudales de la microcuenca en estudio, existen 6 estaciones fluviométricas de la DGA vigentes (ANEXO E). Se han seleccionado aquellas estaciones que contengan mínimo 10 años de registro para analizar toda su serie temporal.

Para la transposición de caudales (ANEXO E) se ocupará la información fluviométrica entregada por la estación Canal Cuno en Socaire como estación patrón, ya que es la estación más cercana a la microcuenca de estudio con la mayor cantidad de datos y para la precipitación media anual, la estación Camar, la cual fue seleccionada por la curva doble acumulada.

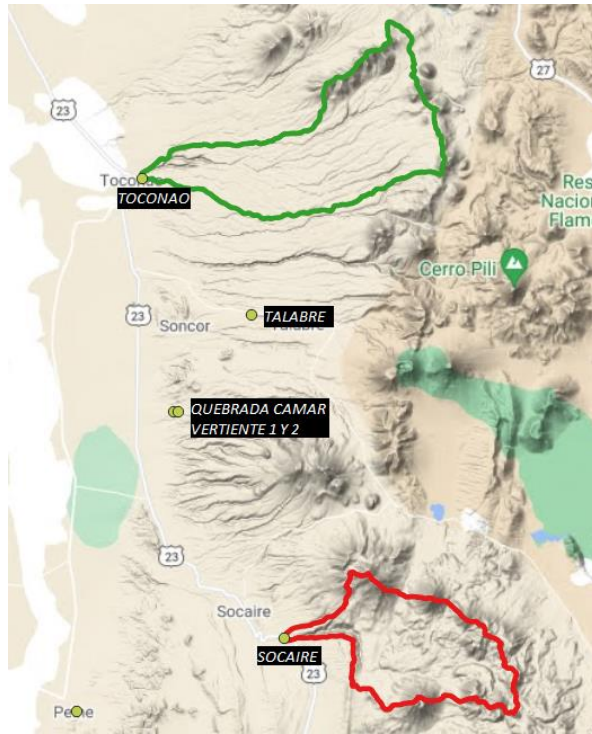


Figura 3-8: Estaciones fluviométricas Toconao y Socaire

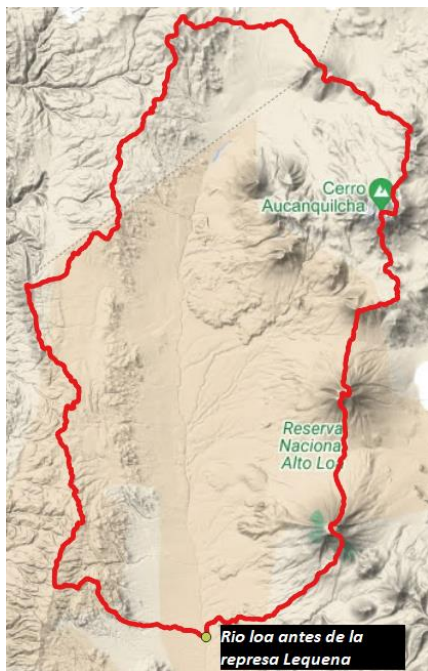


Figura 3-9: Estación fluviométrica Lequena

Los resultados obtenidos del análisis de cuencas, estaciones de precipitación y caudales de las microcuencas se comparan con información del estudio de la Dirección General de Agua “de Diagnóstico y clasificación de los cursos y cuerpos de agua según objeto de calidad”.

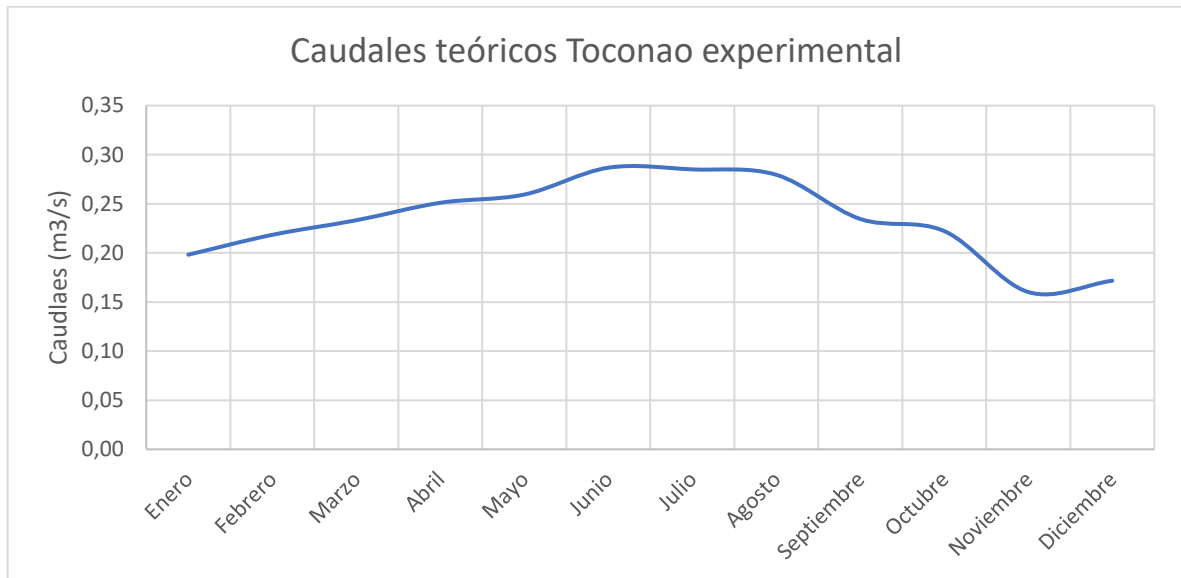


Figura 3-10: Caudales teóricos de la estación Toconao experimental, obtenidos del análisis (2005 – 2020)

La variación de caudales en el análisis, tiene una fuerte dependencia de los meses donde la precipitación es cero o cercana a cero, ya que entrega valores de flujo muy bajos a comparación de los meses con alta precipitación, que muestran elevados flujos de agua.

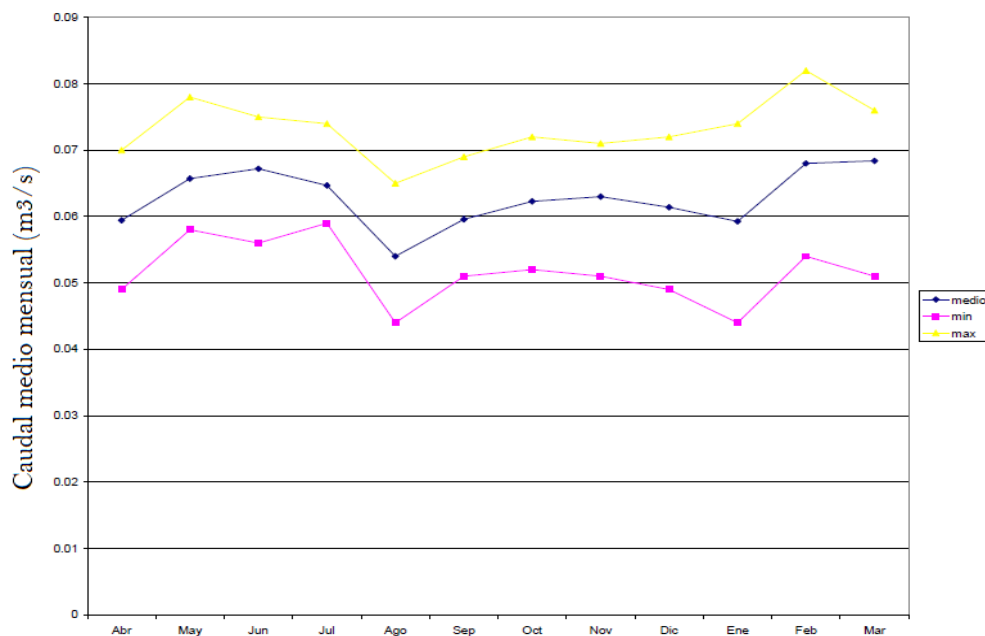


Figura 3-11: Caudales medios, mínimos y máximos de la quebrada de Jerez [21]

Al comparar la información de las Figuras 3-10 y 3-11 se observa que los caculos obtenidos del análisis distan de los datos entregados por el estudio de la DGA, Esta importante diferencia podría indicar que otros procesos hidrológicos influyen en el escurrimiento superficial de la cuenca, como la infiltración, agua almacenada como nieve, evaporación, etc [22], para poder realizar un análisis más completo y exacto, se deben realizar estudios de infiltración del suelo, instalar nivómetros para medir el espesor que deja una nevada en sectores interiores al cauce, datos de evaporación de agua, etc.

Como se puede apreciar en la Figura 3-12 los niveles de caudales y precipitaciones evidencian una cierta relación directa al aumentar el caudal en los meses de mayor precipitación, pero en meses como mayo, junio y julio donde la precipitación es cero aún hay aumento, al igual que en los meses de octubre, noviembre y diciembre, por lo que se considera la existencia de otras dinámicas dentro de la microcuenca.

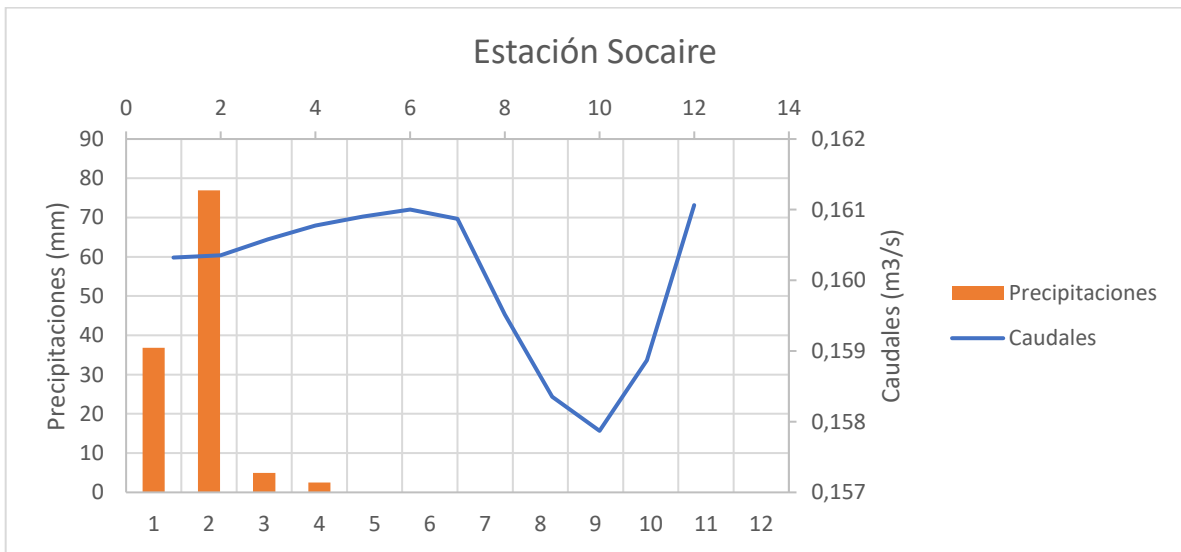


Figura 3-12: Precipitaciones y caudales de la estación Socaire, año 2012

Cabe destacar que el caso de menores caudales, correspondientes al estudio de la DGA [21] cumple con el nivel de agua requerido por la planta de tratamiento, por lo que se considera como referencia, debido a que esta realiza un estudio in situ del nivel y flujo de agua que se encuentra en el afluente. Si bien el estudio considera un periodo de análisis previo al estudio actual, el caudal requerido representa un 50% de los caudales registrados en la zona, pero se recomienda actualizar dicho registro, con el fin de verificar la disponibilidad del recurso ante la situación de sequía actual [43].

3.2.4 Análisis de sedimentos

El conocer la cantidad de sedimentos que es transportado por un flujo es de mucha importancia para una planta de tratamiento, ya que con esta información se analizan los procedimientos necesarios para el tratamiento y se realiza el diseño de las componentes.

Para realizar el análisis de sedimentos de la cuenca en estudio, existen 3 estaciones sedimentométricas de la DGA vigentes (ANEXO E). Se han seleccionado aquellas estaciones que contengan mínimo 10 años de registro para analizar toda su serie temporal

La trasposición de sedimento ANEXO E se ha efectuado aplicando el dato del mes y año de sedimentos de la estación patrón, en la cual se ocupa la estación Rio Loa ante represa Lequena y para la precipitación media anual la estación Rio Loa ante represa Lequena. La estación a la cual se le realizara la trasposición, es la estación fluviométrica Quebrada de Jerez y la estación pluviométrica Toconao Experimental.

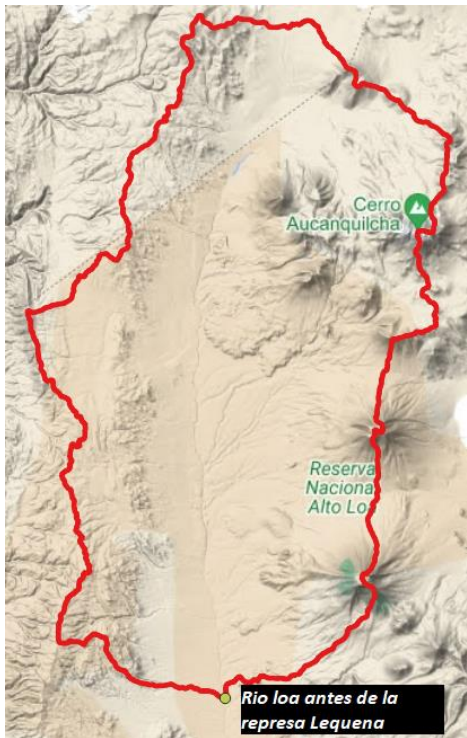


Figura 3-13: Estaciones sedimentométricas Lequena

Para el análisis de los sedimentos, se puede apreciar que los caudales no presentan una relación directa con la turbiedad y también presenta días donde hay elevados niveles de sedimentos en el agua registrados por la planta, esto se podría deber a las crecidas de caudal, donde debido al flujo no se pueden tomar medidas in situ ese día (ver Figura 3-14).

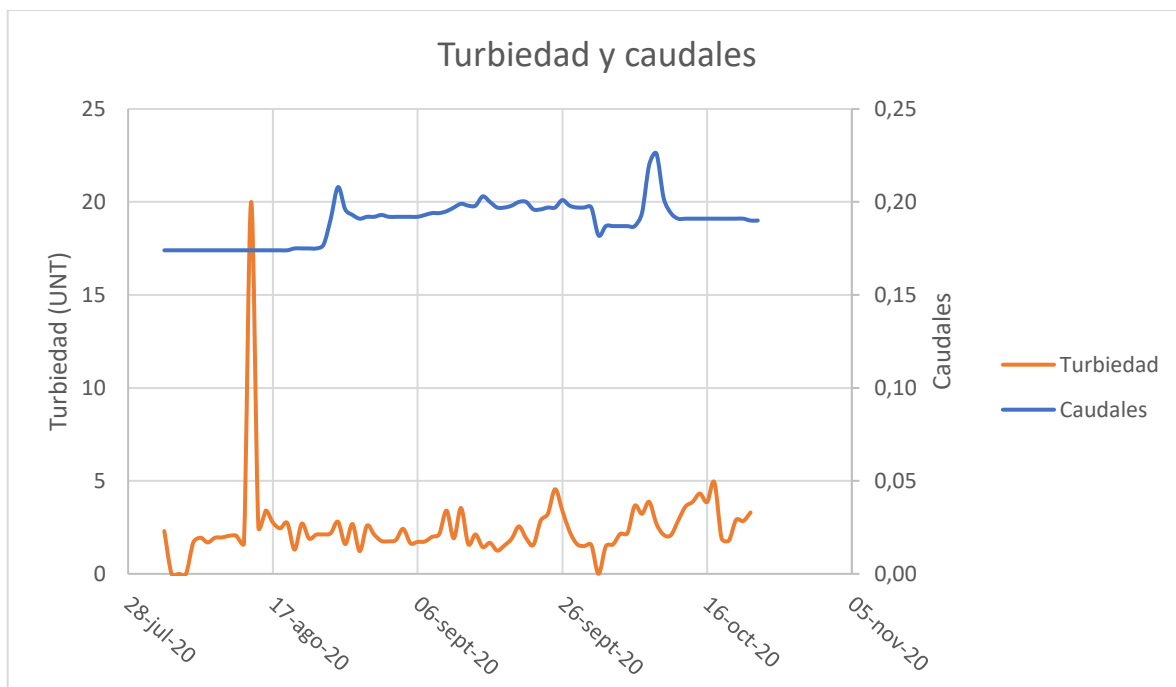


Figura 3-14: Turbiedad y Caudales, agosto 2020 a abril 2021, Estación Socaire

3.3 Condiciones agua potable pueblo de Toconao

La comunidad Lickan Antay de Toconao, para tener mayor información del agua que abastece a su planta de tratamiento, realizó un estudio al agua que abastece a la planta (ver Tabla 3-3) y mostró que esta contenía presencia de Escherichia coli y altos niveles de arsénico, hierro y turbiedad, superando los parámetros aceptables por la norma NCh 409.

El agua de Vilaco contiene 470% más de arsénico de lo aceptable por la norma, un 216% más en cuanto al hierro y una diferencia de turbidez del agua con respecto a la norma del 120%.

En Silapeti el agua contiene un 190% más de arsénico que lo aceptado por la norma un 480% más de hierro y una turbidez 800% mayor.

Tabla 3-3: Ensayo del agua cruda quebradas de Vilaco y Silapeti

ENSAYO	Vilaco	Silapeti	Límite máximo Nch 409
Arsénico [mg/l]	0,047	0,019	0,01
Hierro [mg/l]	0,65	1,44	0,3
Turbiedad (UNT)	2,5	16	2 promedio, 4 puntual
Escherichia coli	Ausencia	Presencia	Ausencia

El sistema de agua potable, cuenta con dos bocatomas, la primera se abastece a través de la aducción en Silapeti y debido a que el servicio es vulnerable al periodo estival, se inyecta agua desde la aducción en Vilaco. El agua es conducida a la planta de tratamiento de agua potable rural, donde pasa a través de resinas para un proceso de extracción de arsénico con un sistema de retro lavado y después por un proceso de desinfección con cloración a través de hipoclorito de sodio, siendo llevados finalmente a un estanque de almacenamiento de 500 m³.

El mismo estudio se realizó al agua en la salida y distribución de la planta en tres diferentes puntos: La salida de la planta de tratamiento de agua potable, en el sector alto del pueblo y en el sector bajo, (ver Tabla 3-4) este ensayo demostró que esta contenía presencia de Escherichia coli y altos niveles de arsénico, hierro y turbiedad, superando los parámetros aceptables por la norma Nch 409, el agua contiene 340% más de arsénico de lo aceptable por la norma, un 323% más en cuanto al hierro y una diferencia de turbidez del agua con respecto a la norma del 300%.

Tabla 3-4: Ensayo del agua potable en tres puntos, Toconao

ENSAYO	Planta AP	Sector bajo	Sector alto	Límite máximo Nch 409
Arsénico [mg/l]	0,032	0,034	0,03	0,01
Hierro [mg/l]	0,57	0,97	0,82	0,3
Turbiedad UNT	7,7	12	12	2 promedio, 4 puntual
Escherichia coli	Ausencia	Presencia	Ausencia	Ausencia

También producto de las crecidas que se han observado en el cauce, se provoca un aumento en la cantidad de sólidos suspendidos en el agua, aumentado aún más la turbiedad y superando el porcentaje del 300% mayor a la norma que ya contenía, provocando que el agua deje de considerada potable.

3.3.1 Proyección de 20 años a la demanda de agua potable del pueblo

Debido al estudio realizado por parte de la comunidad de Toconao, se dio a conocer la mala calidad del agua que era suministrada al pueblo y debido al aumento de la población, la comunidad realizó un análisis para conocer la situación actual de la planta de tratamiento y la demanda de agua, con una proyección de 20 años (ver Tabla 3-5).

Tabla 3-5: Proyección de aumentos de población y consumos

AÑO	N°HAB	N°Casas	Densidad real	Pob Escolar (16,14%)	Pob Turística proyectada	Pob Total (+PE +PT)	A.N.C	Qmd (l/s)	QmaxD (l/s)	QmaxH (l/s)	QminD (l/s)	CminH (l/s)
2020	1487	561	2,65	240	494	2221	18,88	4,80	9,30	13,95	2,98	1,49
2021	1517	568	2,67	245	504	2265	18,88	4,90	9,49	14,23	3,04	1,52
2022	1547	576	2,69	250	514	2311	18,88	5,00	9,67	14,51	3,10	1,55
2023	1578	584	2,70	255	524	2357	18,88	5,10	9,87	14,80	3,16	1,58
2024	1609	592	2,72	260	535	2404	18,88	5,20	10,06	15,10	3,22	1,61
2025	1641	600	2,74	265	545	2451	18,88	5,30	10,26	15,40	3,28	1,64
2026	1674	608	2,75	270	556	2500	18,88	5,41	10,47	15,70	3,35	1,68
2027	1707	616	2,77	276	567	2550	18,88	5,52	10,68	16,02	3,42	1,71
2028	1741	625	2,79	281	579	2601	18,88	5,62	10,89	16,33	3,49	1,74
2029	1776	633	2,80	287	590	2653	18,88	5,74	11,11	16,66	3,55	1,78
2030	1811	642	2,82	292	602	2706	18,88	5,85	11,33	16,99	3,63	1,81
2031	1847	651	2,84	298	614	2760	18,88	5,97	11,55	17,33	3,70	1,85
2032	1884	660	2,85	304	626	2815	18,88	6,09	11,78	17,68	3,77	1,89
2033	1922	670	2,87	310	639	2871	18,88	6,21	12,02	18,03	3,85	1,92
2034	1960	679	2,89	316	651	2928	18,88	6,33	12,26	18,39	3,92	1,96
2035	1999	689	2,90	323	664	2986	18,88	6,46	12,50	18,75	4,00	2,00
2036	2039	699	2,92	329	678	3046	18,88	6,59	12,75	19,13	4,08	2,04
2037	2080	709	2,93	336	691	3106	18,88	6,72	13,01	19,51	4,16	2,08
2038	2121	719	2,95	342	705	3168	18,88	6,85	13,26	19,90	4,25	2,12
2039	2163	730	2,96	349	719	3231	18,88	6,99	13,53	20,29	4,33	2,17
2040	2206	741	2,98	356	733	3296	18,88	7,13	13,80	20,70	4,42	2,21
2041	2250	752	2,99	363	748	3361	18,88	7,27	14,07	21,11	4,50	2,25

Fuente comunidad atacameña de Toconao 2020

Mediante este análisis, se determinó que la planta de tratamiento requerirá para el año 2041 tratar un caudal de $21,11 \frac{l}{s}$, para cumplir con la demanda del pueblo.

La actual planta de tratamiento no cuenta con la implementación necesaria y funciona de manera ineficiente, ya que no cumple la función de suministrar agua potable, no controla parámetros tales como metales pesados y turbiedad, también posee una dificultad de operación, debido a que el diseño se ve sobrepasado por la elevada demanda de agua potable. Esto debido a un mal manejo y poca mantención de sus componentes.

3.3.2 Situación actual planta de tratamiento

El análisis que se le realizó a las instalaciones de la planta para conocer la situación actual, dio luces de las graves falencias en su operación, desde la falta de etapas para el tratamiento hasta fallas en los componentes.

- **Filtro con resinas para extracción de arsénico**

Debido a los altos niveles de sedimentos en el agua cruda y al aumento de este producido por las crecidas, el filtro con resinas de arsénico no funciona de manera correcta, ya que se satura con los sedimentos y los filtros, al no realizarles una adecuada mantención, no hacen adecuadamente su extracción de arsénico, produciendo los elevados niveles de este material en el agua potable.



Figura 3-15: Filtros de resina implementados actualmente en la planta de tratamiento

- **Estanque de almacenamiento**

La planta de tratamiento de agua potable, actualmente cuenta con estanque de almacenamiento de 500 m^3 , al cual no se le realiza una adecuada mantención.



Figura 3-16: Tanque de almacenamiento implementado en la planta de tratamiento

Actualmente la comunidad atacameña de Toconao, está realizando un proyecto para construir un nuevo tanque de almacenamiento con una capacidad de 384 m^3 y mantener el tanque de 500 m^3 para utilizarlo como sistema de ecualización para la planta que se proyecta mejorar.

4. CAPÍTULO IV: DISEÑO DE SEDIMENTADOR

Cuatro modelos se consideraron en el diseño de sedimentadores: sedimentador convencional, Sedimentador de placas con flujo laminar inclinado ascendente, sedimentador de alta tasa de flujo horizontal y sedimentador de alta tasa con placas profundas, los cuales fueron seleccionados debido a su menor empleo de tecnología y mano de obra calificada para la operación. Todos los diseños cuentan con dos unidades de sedimentación, de tal forma que cuando se suspenda el uso de uno de los sedimentadores, por mantención o alguna eventualidad, se pueda seguir trabajando con la otra unidad y así evitar suspender el funcionamiento de la planta.

4.1 Información entrada de diseños

El caudal de diseño del sedimentador de $21,11 \text{ L/s}$ que se obtuvo de la proyección de 20 años entregada por la comunidad Lickan Antay de Toconao.

Se desarrolla el diseño de los sedimentadores con el rango de diámetros mostrados en la Tabla 4-1 [23], debido a que actualmente la comunidad, no cuenta con estudios necesarios para conocer las características de los sedimentos que son tratados en la planta de tratamiento, como la prueba de jarras, el cual es un estudio primordial para el diseño de plantas de tratamiento, al igual que no cuenta con estudios que muestren los parámetros del agua a tratar o el agua tratada, más que la realizada el 10 de marzo del 2020 y esta fue realizada de forma puntual en algunos sectores.

Tabla 4-1: Características físicas y químicas del suelo esquelético, entre San Pedro de Atacama y el Tatio [23]

Profundidad (cm)	0-20	20-34	34-69	69-105	
Distribución de partículas por tamaño (%)	A	C ₁	C ₂	C ₃	
2-0,05	70,8	54,8	80	82,8	
0,05-0,002	15,2	23,2	9,2	9,2	
< 0,002	14	22	10	8	
Clase Textural	Fa	FAa	Fa	aF	
Carbono orgánico (%)	0,29	0,41	0,05	0,06	
pH agua	6,5	6,6	6,6	7,2	
Conductividad eléctrica (dS m ⁻¹)	0,18	10	0,14	0,14	
Cationes extraíbles (cmol _c kg ⁻¹)	Ca	3,6	4,7	2,2	2,7
	Mg	1,2	1,8	0,8	0,9
	K	0,7	1,1	0,5	1,1
	Na	0,4	0,3	0,3	2,2
CIC (pH 7,0) (cmol _c kg ⁻¹)	0,7	9,2	4,5	4,9	
Saturación básica pH 7,0 (%)	-	100	-	-	

Pese a los datos mostrados en la Tabla 4-1, se considera que el suelo puede contener partículas de menor diámetro, por lo que en el análisis se consideran diámetros de hasta 0,0002 cm.

En la Tabla 4-2 se muestran los datos considerados para el diseño de los sedimentadores.

Tabla 4-2: Datos empleados en diseño de los sedimentadores

DATOS		
Caudal diseño	Q (l/s)	21,11
Densidad partícula	ρ_s (g/cm ³)	2,65
Gravedad	g(cm/s ²)	981
Temperatura	°C	20
Viscosidad cinemática	ν (cm ² /s)	0,01
Densidad agua	ρ (g/cm ³)	1
Dimensión sedimentador		
Ancho	A (m)	4
Espacio disponible		
Ancho	Ad (m)	4,4
Largo	Ld (m)	14,96

4.2 Sedimentador convencional

Se determina la velocidad de sedimentación considerando régimen laminar, ocupando la ecuación (15) la ecuación de Stokes, obteniendo una velocidad de sedimentación para cada una de los diámetros de partículas considerados y comprobando que el número de Reynolds ecuación (12) sea menor que uno en todos los casos, para cumplir que sea flujo laminar.

Se calcula el coeficiente de arrastre C_D con la ecuación (13), con el dato del coeficiente de arrastre se recalcula la velocidad de sedimentación, ocupando la ecuación (10).

Para el diseño se considera un rango de eficiencias entre el 70% hasta el 100%, pese a que como mínimo se aceptará que un sedimentador tenga una eficiencia del 85% [16], esto para realizar el análisis considerando bajas eficiencias y que tipo de longitudes se aprecian en estas situaciones y tener registros de como sedimentadores de menor longitud afecta la eficiencia de remoción.

Esto determina la velocidad crítica con la siguiente fórmula:

$$V_{sc} = \frac{V_s}{\text{eficiencia}} \quad (48)$$

V_{sc} = velocidad de sedimentación crítica

V_s = velocidad de sedimentación

El dimensionamiento se determina con la siguiente fórmula:

$$\text{Área} = \frac{Q}{v_{sc}} \quad (49)$$

$Q = \text{caudal de diseño}$

Y la longitud del sedimentador se determina considerando un ancho constante entregado por el espacio de disponible de 4 metros y con la siguiente fórmula:

$$\text{Longitud sedimentador} = \frac{\text{Ancho}}{\text{Área}} \quad (50)$$

4.2.1 Diseño sedimentador laminar de flujo horizontal

El diseño del sedimentador laminar de flujo horizontal, se realiza con los datos de la Tabla 4-3.

Tabla 4-3: Datos empleados en el diseño del sedimentador laminar de flujo horizontal

DATOS		
Caudal	Q (l/s)	21,11
Longitud optima	Lmáxima (m)	20
Viscosidad dinámica	μ (kg/ms)	0,101
Densidad agua	ρ (kg/m ³)	1000
Viscosidad cinemática	ν (m ² /s)	0,000101

Con la ecuación (38), se obtiene un primer valor aproximado de la velocidad de sedimentación V_o , considerando la velocidad crítica obtenida para el sedimentador convencional, para el análisis se hizo variar el ángulo de inclinación de las placas de 0 a 5 grados, con esta velocidad V_o se encuentra el número de Reynolds ecuación (12) y se reemplaza en la ecuación (38) combinada con la ecuación (43), para hallar un segundo valor aproximado de V_o , es decir, Con este nuevo valor se recalcula en número de Reynolds y se obtiene un nuevo valor de V_o , es decir, se realiza un proceso iterativo, el cual depende de la precisión que se quiera obtener. Para el diseño se consideró un espaciamiento entre placas de 0,1 m y se ocupa una longitud relativa optima de $L=20$ [13].

El número de canales N se determina con la ecuación:

$$N = \frac{Q}{A \cdot V_o \cdot e} \quad (51)$$

$Q = \text{Caudal de diseño}$

$A = \text{Ancho entre placas}$

$V_o = \text{Velocidad de sedimentación}$

$e = \text{Ancho entre placas}$

Y el número de placas con la ecuación:

$$\text{número de placas} = N + 1 \quad (52)$$

La longitud ocupada por las placas se determina con la ecuación:

$$\text{longitud placas} = l \cos \theta + \left[\frac{N * e + (N + 1) \text{espesor}}{\text{sen} \theta} \right] \quad (53)$$

4.2.2 Diseño sedimentador laminar de flujo inclinado

Para el diseño del sedimentador laminar de placas inclinadas se considera un proceso similar determinando la velocidad de sedimentación V_0 ecuación (38) obteniendo un primer valor aproximado y considerando la velocidad crítica obtenida para el sedimentador convencional, para el análisis se hizo variar el ángulo de inclinación θ de las placas de 10 a 60 grados en la ecuación (38), con esta velocidad V_0 se realiza la iteración, hasta obtener la velocidad de sedimentación.

Y con este valor se obtiene el número de placas ecuación (52) para determinar la longitud del sedimentador, en cual se hace varias el ángulo de las placas ecuación (53).

4.2.3 Diseño sedimentador laminar de placas profundas

Para el diseño del sedimentador laminar de placas profundas se considera un proceso parecido al del sedimentador laminar horizontal, pero considerando diferentes factores del ángulo de inclinación de las placas, donde se realiza el análisis variando el ángulo entre 10 y 60 grados en la ecuación (38) y se considera un incrementar de la sección de las placas, que, en lugar de tener 0,6 m a 1,2 m de altura, se hace de 3,0 m a 3,25 metros de profundidad.

Producto del aumento de sección en las placas, el sedimentador de placas profundas, obtiene mayor volumen, haciéndolo más profundo que el de placas angostas, por ende en el primero las placas se colocan a mayor profundidad (dos metros mínimo por encima del fondo) hasta sobresalir por encima de la cota de agua, y en las segundas, totalmente sumergidas, a una altura de 0,30 a 0,45 m por encima de los orificios de entrada del flujo para facilitar la distribución del mismo en sentido horizontal, dejando una línea de agua sobre ellas de 0,80 a 0,90 m hasta las canaletas o tubos de recolección del efluente, lo cual suma 2,4 m en total. Así, el decantador de placas de 3,0 a 3,2 m de profundidad suele salir 0,60 a 0,80 m más profundo que el de las placas angostas, lo cual hace que disminuya en cierta medida los beneficios económicos derivados de la alta carga superficial con que trabajan.

5. CAPÍTULO V: RESULTADOS

A continuación, se muestran los resultados de los análisis de caudales, sedimentadores y tratamiento de arsénico realizados.

5.1 Caudales microcuenca Quebrada de Jerez

Para realizar un mejoramiento en la planta de tratamiento, primero se debe considerar si el agua de los afluentes puede abastecer la demanda proyectada hasta el año 2041, el cual es de $0,021 \text{ m}^3/\text{s}$, y ya que el estudio de la DGA demostró que el caudal mínimo medido en las vertientes es de $0,042 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual es el doble de lo demandado, se puede abastecer la demanda de agua potable, por lo que es viable el desarrollo del proyecto, aunque el estudio considera un periodo de análisis previo al estudio actual, se recomienda actualizar dicho registro, con el fin de verificar la disponibilidad del recurso ante la situación de sequía actual [43].

5.2 Sedimentadores

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del análisis, para el diseño de los sedimentadores, considerando: los diámetros, eficiencias y ángulo de placas en función de la longitud del sedimentador.

Para el caso de las eficiencias, se consideró el 70, 80, 85, 90 y 100% de eficiencias, esto para poder analizar un rango de comportamiento y conocer las longitudes que adopta el diseño cuando es menor al valor recomendado de 85%.

5.2.1 Sedimentador convencional

Como se muestra en la Figura 5-1 a medida que decrece el tamaño de la partícula, aumenta la longitud de los sedimentadores y al considerar mayores eficiencias, los diferentes diseños alcanzan mayores longitudes, los cuales alcanzan el límite máximo en la cual se puede construir, que es de 14,94 metros.

Al considerar la eficiencia del 70% esta alcanza la longitud máxima de diseño con una partícula de 0,00167 cm de tamaño, es el porcentaje de eficiencia que alcanza el menor tamaño de partícula en el diseño del sedimentador dentro del espacio disponible, pero el considerar una baja eficiencia del 70%, permitiría el paso de mayor cantidad de sedimento al filtro.

La consideración de una eficiencia del 85%, produce que el sedimentador alcance la longitud máxima dentro del espacio disponible, con un diámetro de partícula de 0,0018 cm.

La consideración de una eficiencia del 100%, alcanza la longitud máxima del sedimentador dentro del espacio disponible, con un diámetro de partícula de 0,002 cm, por lo que con esta eficiencia sedimentarían casi en su totalidad los sedimentos, lo cual produce que requieran menores velocidades a la velocidad de diseño entregada por el diámetro de la partícula.

La disminución de la eficiencia del sedimentador aumentaría la cantidad de sedimento, que no logra sedimentar en el espacio requerido. Cabe destacar que al aumentar la eficiencia se observa a su vez, un aumento del tamaño mínimo de las partículas que sería capaz de remover del agua el sedimentador.

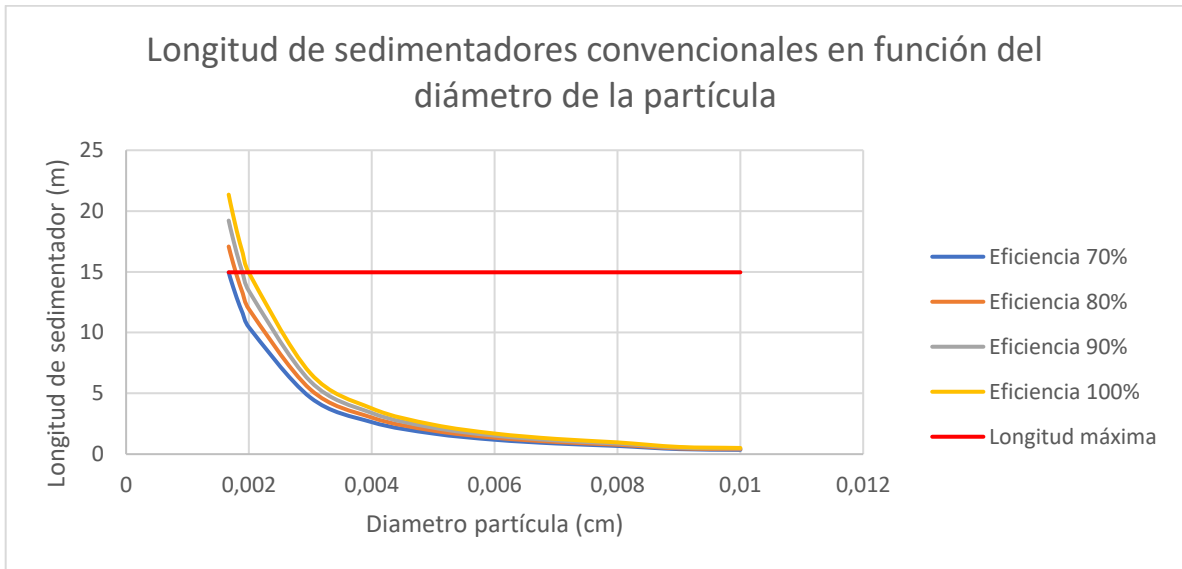


Figura 5-1: Longitud del sedimentador convencional en función del diámetro de la partícula en un rango acotado de diámetro de partícula

El diámetro de la partícula decrece rápidamente a medida que aumenta la longitud del sedimentador, hasta los 20 metros aproximadamente, donde se tiene poca variación (ver figura 5-2), así como demuestra Maldonado [13].

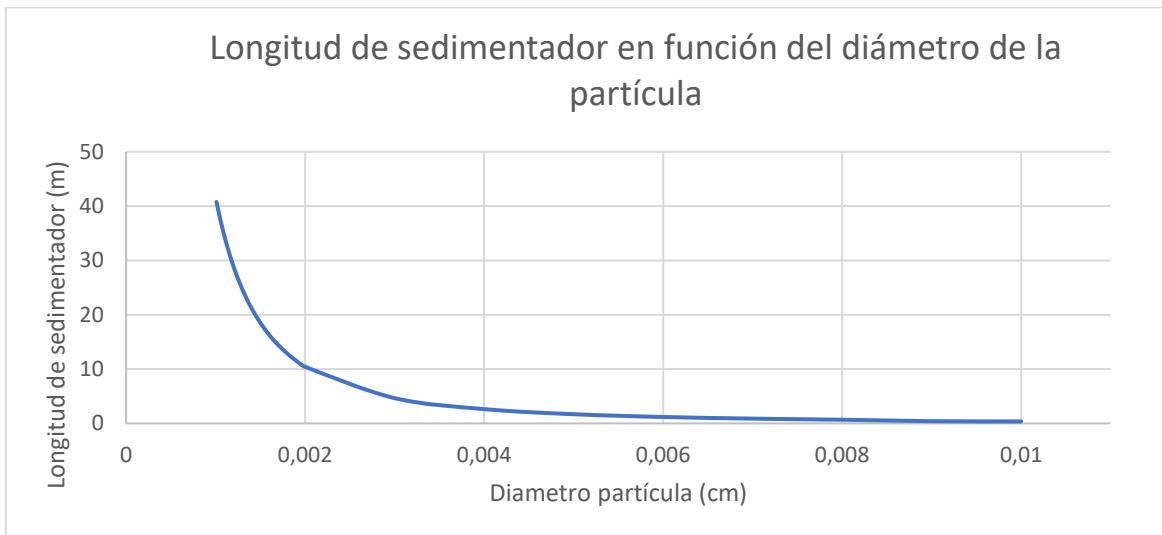


Figura 5-2: Longitud de sedimentador en función del diámetro de la partícula, rango extendido

5.2.2 Sedimentador de alta tasa horizontal

Para el diseño de sedimentador de alta tasa de flujo horizontal, se consideró un diseño variando las longitudes del sedimentador con diferentes diámetros de partículas y considerando diferentes porcentajes de eficiencia. También se consideró una comparación de la variación de la longitud con diferentes tipos de ángulo en las placas.

La comparación en la Figura 5-3 se encuentra en un acotado rango para poder apreciar la diferencia entre las longitudes para distintas eficiencias consideradas en el análisis.

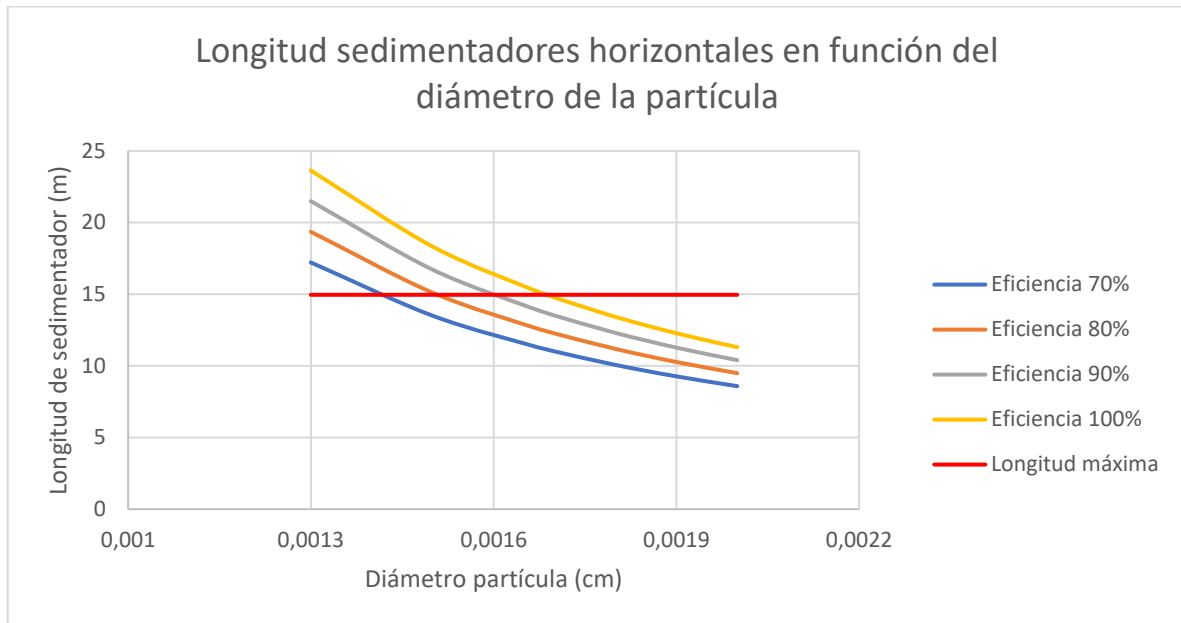


Figura 5-3: Longitud de sedimentador VS diámetro de la partícula con diferentes eficiencias.

Tabla 5-1: Longitud de sedimentadores según eficiencia para diámetros de 0,0015 cm

Diámetro (cm)	Eficiencia (%)	Longitud (m)
0,0015	70	13,5
	80	15,1
	85	15,8
	90	16,7
	100	18,3

Al igual que en el caso del sedimentador convencional y como se muestra en la Tabla 5-1, el sedimentador de alta tasa horizontal requiere de menores longitudes cuando se ocupan eficiencias menores (Ver Figura 5-3) y a medida que se disminuye el diámetro de la partícula que se quiere hacer decantar en el sedimentador, aumenta su longitud.

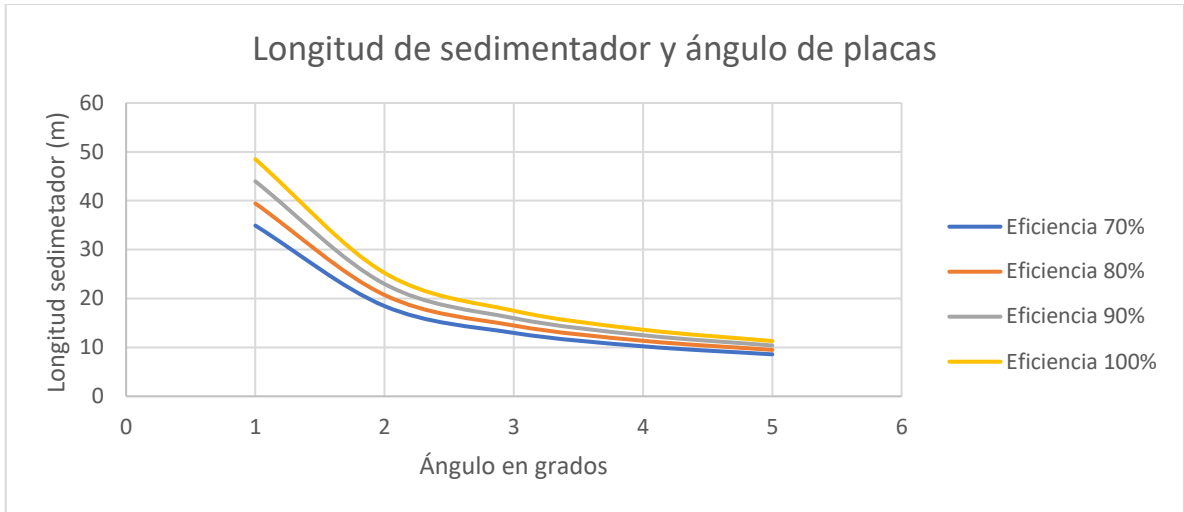


Figura 5-4: Longitud de sedimentador VS el ángulo de la placa con diferentes eficiencias

La comparación de longitud con diferentes eficiencias cuando se varía el ángulo de las placas del sedimentador, realizando la variación de 0 a 5 grados, muestra un mejor comportamiento y asintótico al acercarse a los 5 grados, en todas las eficiencias.

5.2.3 Sedimentador de alta tasa inclinado

En el diseño de sedimentador de alta tasa inclinado, se consideró un diseño variando las longitudes del sedimentador en diferentes diámetros de partículas y considerando diferentes porcentajes de eficiencia. También se consideró una comparación de la variación de la longitud con diferentes tipos de ángulo en las placas.

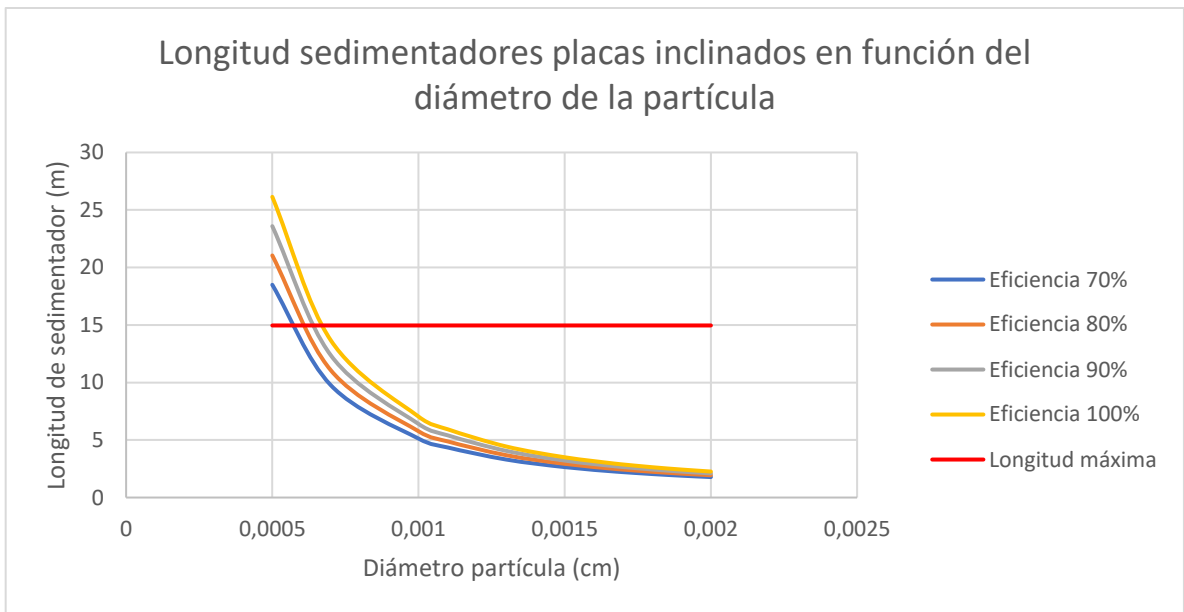


Figura 5-5: Longitud de sedimentador VS diámetro de la partícula con diferentes eficiencias

Considerando un ángulo de placas de 60° y un diámetro de partícula de 0,001 cm la eficiencia del 70 % alcanza una longitud de 5,1 metros, eficiencia de 85% una longitud de 5,8 metros, eficiencia del 90% longitud de 6,4 metros y una eficiencia del 100% una longitud de 7,0 metros.

El sedimentador de alta tasa inclinado requiere de menores longitudes cuando se ocupan eficiencias menores, la comparación se encuentra en un acotado rango para poder apreciar la diferencia.

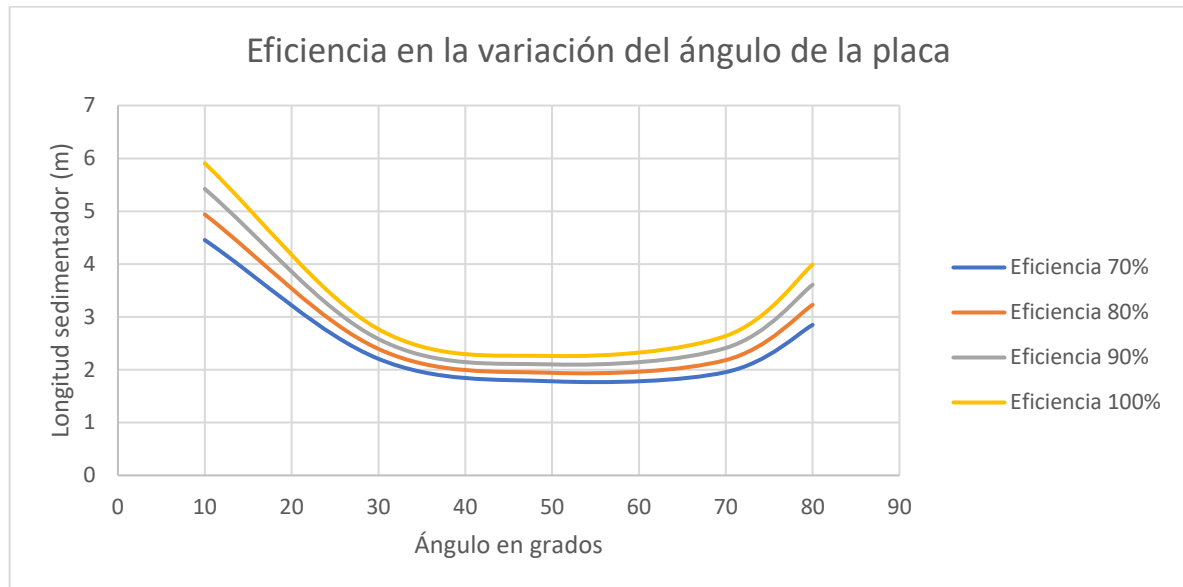


Figura 5-6: Longitud de sedimentador VS el ángulo de la placa con diferentes eficiencias

La variación de ángulo de las placas del sedimentador de 10° a 80 grados, va disminuyendo la longitud del sedimentador y como se aprecia en la Figura 5-6, entre los ángulos de 40 a 60° grados, se forma un valle donde el comportamiento es continuo.

Por lo que, para facilitar el deslizamiento del lodo depositado sobre las placas, el valor óptimo que se adopta para el diseño es de 60°, al igual como recomienda Maldonado [13].

5.2.4 Sedimentador de alta tasa con placas profundas

En el diseño de sedimentador de alta tasa inclinado, se consideró un diseño variando las longitudes del sedimentador para diferentes diámetros de partículas, también diferentes porcentajes de eficiencia, además se consideró una comparación de la variación de la longitud con diferentes tipos de ángulo en las placas y este diseño cuenta con una profundidad y mayor tamaño de las placas del sedimentador.

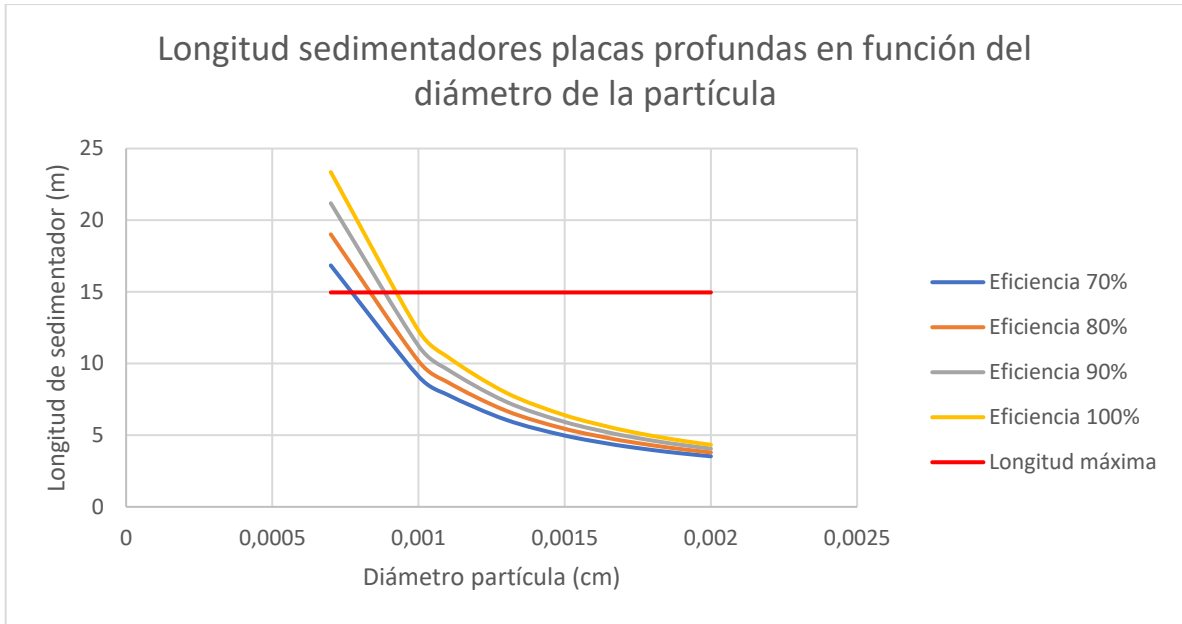


Figura 5-7: Longitud de sedimentador VS diámetro de la partícula con diferentes eficiencias

Considerando un ángulo de placas del 60° y un diámetro de partícula de 0,001 cm la eficiencia del 70 % alcanza una longitud de 9,1 metros, Eficiencia de 80% una longitud de 10,2 metros, eficiencia del 90% longitud de 11,2 metros y una eficiencia del 100% una longitud de 12,3 metros.

El sedimentador de placas profundas requiere de menores longitudes cuando se ocupan eficiencias menores, la comparación se encuentra en un acotado rango para poder apreciar la diferencia.

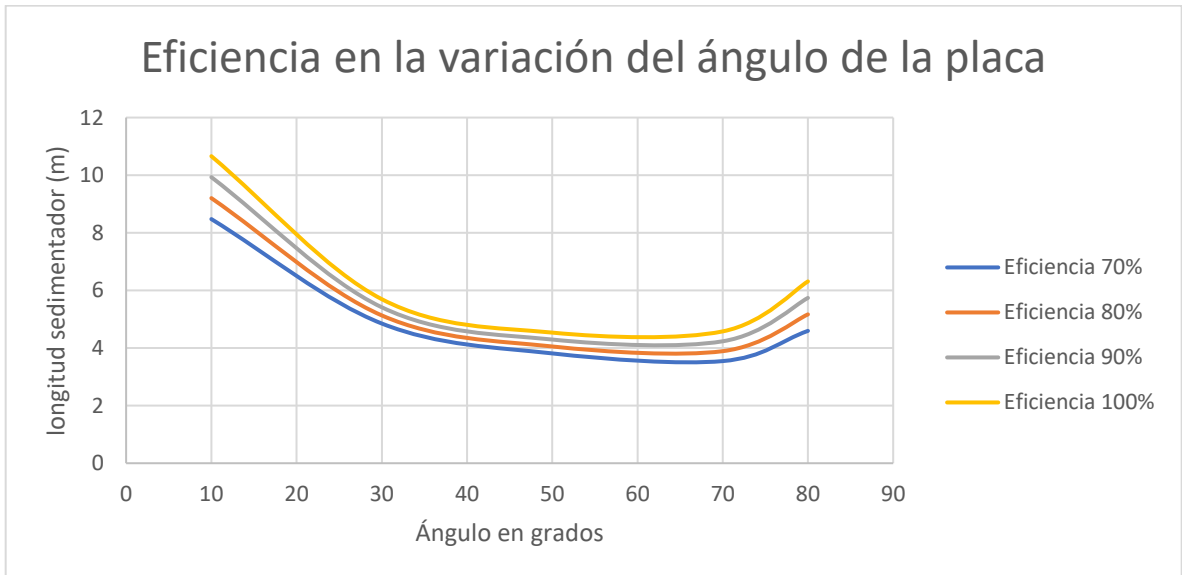


Figura 5-8: Longitud de sedimentador VS ángulo de la placa con diferentes eficiencias

La variación de ángulo de las placas del sedimentador de placas profundas, entre 10 y 80 grados disminuye la longitud del sedimentador, a medida que se aumenta el ángulo de la placa, como se

aprecia en la Figura 5-8, entre los ángulos de 40 a 60° grados, se forma un valle donde el comportamiento es continuo.

Para facilitar el deslizamiento del lodo depositado sobre las placas, el valor óptimo que se adopta para el diseño es de 60°, al igual como recomienda Maldonado [13].

5.3 Sistema de tratamiento de agua contaminada con arsénico

Existen diferentes métodos de tratamiento para reducir el arsénico (As), presente en el agua y alcanzar los niveles de los valores guía de agua para consumo humano establecidos en la norma NCh 409. En la Tabla 5-1 es posible ver los métodos implementados en las plantas de tratamiento del país.

Tabla 5-2: Métodos de tratamiento de arsénico de diferentes plantas en Chile

Servicio	Planta	Fuente	Contaminantes	Caudal (L/s)	As Fuente (mg/L)	Tratamiento
Iquique-Alto Hospicio	Santa Rosa	Agua subterránea	Arsénico	240	60-80	Oxidación-Filtración directa
Calama	Cerro Topater	Agua superficial	Arsénico, Turbiedad	500	400-450	Oxidación-Coagulación-Floculación-Sedimentación-Filtración
Antofagasta	Salar del Carmen	Agua superficial	Arsénico, Turbiedad	1000	400-450	Oxidación-Coagulación-Floculación-Sedimentación-Filtración
Taltal	Taltal	Agua subterránea	Arsénico	30	60-80	Oxidación-Filtración directa
Diego de Almagro	Diego de Almagro	Agua superficial	Arsénico, Cloruros, SDT, sulfatos	35	100-500	Oxidación-Filtración-Osmosis Inversa
Santiago Oriente	Lo Gallo	Mezcla agua superficial y subterránea	Arsénico, Turbiedad, Hierro, Manganeso	650	100-500	Oxidación-Coagulación-Floculación-Sedimentación-Filtración
Lampa	Alto Lampa	Agua subterránea	Arsénico	50	60	Oxidación-Filtración en lecho adsorbente
Santiago (Quilicura)	Quilicura	Agua subterránea	Arsénico	100	60	Oxidación-Filtración en lecho adsorbente
Rancagua GATH	Nogales	Agua superficial	Arsénico, Turbiedad	500	100-500	Oxidación-Coagulación-Floculación-Sedimentación-Filtración

Cuando se desea remover elementos químicos del agua, tales como el arsénico, es necesario recurrir a diferentes métodos, desde procedimientos como la coagulación, floculación, sedimentación y filtración, hasta métodos más complejos, como lo es la osmosis inversa, nano filtración, etc. Existen en la actualidad diferentes metodologías para la remoción de este contaminante, las cuales serán descritas en los siguientes puntos.

5.3.1 Métodos de reducción de arsénico

Existen alrededor de 14 tecnologías para remover arsénico del agua con eficiencias que van desde 70 hasta 99%, en la mayoría de casos la eficiencia del proceso elegido depende de la concentración inicial de As, estado de oxidación, el pH, potencial oxido reducción y presencia de otros compuestos químico [24], En la mayoría de casos la eficiencia del proceso elegido depende de la concentración inicial, estado de oxidación del arsénico y el pH.

A continuación, se mencionan y describen, de manera breve, distintos métodos que se utilizan para remover el arsénico del agua potable.

- Óxido reducción
- Separación sólido- líquido:
 - Ablandamiento con cal
 - Coagulación - Adsorción - filtración
 - Presencia de fierro y manganeso
 - Intercambio iónico
 - Alúmina activada
- Separación física
 - Osmosis inversa y nano filtración
 - Electrodialisis inversa
- Procesos biológicos
- Fitorremediación
 - Humedales construidos

- **Oxidación/Reducción**

Mediante este proceso se oxida el arsenito a arsenato para mejorar su remoción en procesos complementarios, como la coagulación, filtración, etc. Se puede usar cloro, dióxido de cloro, ozono y permanganato de potasio.

- **Separación sólida/líquido**

Los procesos de precipitación, coprecipitación, adsorción e intercambio iónico pueden transferir el arsénico de la fase disuelta a la fase sólida. En algunos casos el sólido que provee la superficie de adsorción es grande y fijo. Los sólidos formados in situ (a través de precipitación o coagulación) deben separarse del agua por sedimentación o filtración.

Precipitación: El arsénico disuelto es transformado en un sólido de baja solubilidad y removido por sedimentación y filtración.

Adsorción e intercambio iónico: Diversos materiales sólidos incluidos flóculos de hidróxido de hierro y aluminio pueden adsorber el arsénico por un mecanismo de adsorción de las superficies y de esta manera ser removidos del agua. El intercambio iónico involucra el desplazamiento reversible de un ión ligado a una superficie sólida por los iones As^{+5} y As^{+3} . Puede considerarse como una forma especial de adsorción, aunque con frecuencia se examina en forma separada [25].

- **Ablandamiento con cal**

El ablandamiento con cal es un proceso similar a la coagulación con sales metálicas. La cal Ca(OH)_2 se hidroliza y reacciona con el ácido carbónico para formar carbonato de calcio, el cual actúa como el agente adsorbente en la remoción de arsénico. Este proceso es típicamente usado solo con aguas muy duras y con tratamiento a pH en el rango de 10 a 12 [26].

- **Coagulación-filtración-adsorción**

La remoción de arsénico mediante la coagulación puede aplicarse combinando con filtración y/o con adsorción, para lo cual hay que estudiar las mejores condiciones de aplicación según las características del agua a tratar.

- **Coagulación-filtración**

En las plantas de tratamiento de agua, el As^{+5} puede ser removido en forma efectiva tanto por coagulación con sulfato de aluminio o hierro, como por los procesos de ablandamiento con cal.

- **Coagulación- adsorción**

La coagulación-adsorción con sales de hierro o aluminio es el método de tratamiento más documentado tanto para la remoción de arsénico, como de los compuestos disueltos y suspendidos del agua (arsénico, turbiedad, hierro, manganeso, fosfato y flúor). Con este método también se pueden obtener reducciones significantes de olor, color y precursores de trihalometanos. Sin embargo, las condiciones óptimas para remoción del arsénico dependerán de las características del agua y del proceso de tratamiento. Debido a la dificultad de remover As^{+3} por coagulación, se requiere de su oxidación a As^{+5} . En rangos de pH alto y bajo, la eficiencia de este método disminuye significativamente [26]. Para asegurar la remoción del arsénico, un paso importante es la filtración (ej. uso de filtros de arena) [27]. El sulfato de aluminio es el coagulante más usado en el tratamiento del agua debido a su bajo costo y manejo relativamente sencillo [28] aunque también se usan otros productos como el sulfato ferroso y férrico, clorosulfato férrico, cloruro férrico, alumbre, y carbonato de magnesio. Estas sales se hidrolizan en el agua formando hidróxidos de hierro y aluminio, los cuales producen flóculos gelatinosos que se aglutinan facilitando el proceso de separación de los materiales disueltos y coloidales.

- **Presencia de hierro y manganeso**

La geoquímica del arsénico revela que altas concentraciones de arsénico en el agua subterránea con frecuencia están asociadas a altas concentraciones de Fe^{+2} y Mn^{+2} . Las fuentes de agua que contienen hierro y/o manganeso y arsénico pueden tratarse con procedimientos convencionales para la remoción de Fe/Mn. Estos procesos pueden reducir significativamente el arsénico y remover el hierro y el manganeso de la fuente de agua, con base en los mecanismos que ocurren con la adición de hierro.

La oxidación para remover Fe^{+2} y Mn^{+2} , conduce a la formación de hidróxidos que remueven el arsénico soluble por reacciones de coprecipitación y adsorción. La producción de especies oxidadas de Fe-Mn y la precipitación seguida de los hidróxidos son análogas a la coagulación "in situ" (la cantidad de Fe o Mn removidos se traduce como la dosis de coagulante). Con Fe^{+2} o Mn^{+2} sin oxidar

no se produce la remoción de arsénico. Cada mg/L de Fe^{+2} removido es capaz de adsorber 83% de un afluente de 0,022 mg/L de As^{+5} , produciendo un efluente de 0,0035 mg/L arsénico. La precipitación de 3 mg/L de Mn (II) podría producir un efluente con 0,00375 mg/L de arsénico residual, en un afluente con 0,012 mg/L [29].

- **Hidróxido férrico granular**

El hidróxido férrico granular es un $\beta\text{-FeOOH}$ ligeramente cristalino. Éste acondicionado en una suspensión de hidróxido de hierro, de forma irregular, cuyos granos alcanzan hasta un tamaño de 2 mm, (superficies de las partículas del hidróxido de hierro granular) adsorben As^{+5} , en procesos casi independientes del pH, disminuyendo la capacidad de adsorción con el incremento de este (aunque se han obtenido buenos resultados a pH 8). Comparando con la alúmina activada, esta técnica es mucho más eficiente ya que la carga de hidróxido de hierro granular requerido es diez veces mayor (promedio de carga alrededor de 2 g As/kg de peso seco). En esta superficie, además del arsénico también se adsorbe carbonato, silicato, fluoruro y fosfato. Al comparar este método con el de floculación, se ha demostrado que este ofrece alta confiabilidad operacional, mínimo de energía y bajos niveles de inversión en la planta, con la desventaja de niveles de producción relativamente costosos [30].

- **Hierro con filtración directa**

Este proceso consiste en la adición de hierro (coagulación) seguida por filtración directa (sistema de microfiltración), removiendo consistentemente el arsénico hasta 0,002 mg/L. Los parámetros críticos son las dosis del hierro, la potencia del mezclado, el tiempo de retención y el pH [25].

- **Alúmina activada**

La técnica es efectiva para el tratamiento de agua con alto contenido de sólidos disueltos. Sin embargo, el selenio, flúor, cloro y sulfato, a niveles altos, pueden competir por los sitios de adsorción con el arsénico. La alúmina activada es altamente selectiva para As^{+5} , siendo la eficiencia de remoción de arsénico mayor de 95%. La remoción del arsenato ocurre bajo condiciones moderadamente ácidas (pH 5,5- 6). Su alta selectividad constituye un problema para su regeneración (pérdida de 5 a 10% de la capacidad de adsorción/ciclo) de la superficie de tratamiento. Este método es ineficiente para la remoción completa de arsenito debido al carácter no iónico en el rango de pH común de las aguas naturales. Las aguas con alto contenido de sólidos, hierro y manganeso, requieren antes un pretratamiento para evitar la obstrucción del medio. Por ello, se recomienda para tratamiento de aguas subterráneas a fin de evitar la alta carga de sólidos que pueden tener las aguas superficiales. [26].

- **Intercambio iónico**

En la remoción de arsénico, las resinas de intercambio aniónico requeridas son de base débil y fuerte. Las de base fuerte pueden remover el arsenato del agua produciendo un efluente con menos de 0,001 mg/L de arsénico. Este método no remueve el arsenito y permite la diferenciación analítica entre las especies de arsénico. Los principales interferentes del proceso son el sulfato y los sólidos disueltos totales; el hierro y manganeso pueden provocar la obstrucción del lecho. Cuando se presentan estos parámetros en concentraciones altas, el agua requiere un pretratamiento. La remoción del arsénico es relativamente independiente del pH y la concentración inicial de este afluente y es casi completa (85-100%). Las ventajas de las resinas de intercambio iónico son su fácil

regeneración con cloruro de sodio, su amplio rango de pH y el mejoramiento de la calidad del agua por la remoción de cromato, selenato, nitrato y nitrito. Este método es relativamente costoso y la regeneración de la resina produce salmueras ricas en arsénico [26].

- **Separación física**

Algunas membranas sintéticas pueden actuar como un filtro molecular para remover el arsénico y otros compuestos particulados disueltos, ya que pueden ser permeables a ciertos compuestos disueltos, pero excluye a otros [25].

- **Ósmosis inversa y nanofiltración**

Proporciona eficiencias de remoción del orden de 95% cuando la presión de operación está a 1 psi ideal (75 a 250 psi). La remoción del arsénico es independiente del pH y de la presencia de otros solutos. La membrana requiere que el agua a tratar no contenga cantidades excesivas de material coloidal, en especial materia orgánica. En la nanofiltración, la eficiencia de remoción del arsénico alcanza a 90% [26].

La remoción de contaminantes inorgánicos incluido el arsénico se logra usando sistemas de ósmosis inversa de alta (400 psi) y baja presión (200 psi), con capacidad de tratar 1,82 L/s de agua. Estos sistemas remueven As^{+5} entre 91-98% en reactores de alta presión y entre 77-87% en reactores de baja presión. La eficiencia de remoción para el As^{+3} en los sistemas de alta presión es de 63 -70%, y en los de baja presión 12-35%. Con diferentes tipos de membrana las remociones de As^{+3} y As^{+5} varían entre 46 y 75% para concentraciones iniciales de As^{+3} de 0,04-1,3 mg/L. A concentraciones de 0,11 - 1,9 mg/L con el mismo tipo de membrana, se obtiene mayor eficiencia en la remoción del As^{+5} (98-99%) [31]. La efectividad de las membranas de nanofiltración y ósmosis inversa para remover As^{+3} y As^{+5} en un rango de operación de 40-400 psi, en muestras de aguas sintéticas y naturales es entre 96-99%. Esta separación se atribuye al alto peso molecular del arsenato y arsenito, en lugar de la repulsión por la carga. Por lo tanto, estas membranas son ideales para aguas subterráneas donde predomina el As^{+3} ya que no requerirían de una oxidación previa. Las variaciones en el pH (4-8) no afectan la remoción de las formas de arsénico. Cuando se trabajó con membranas de acetato-celulosa, el rango de pH debe ser entre 5-6,5 para evitar su deterioro por la hidrólisis del polímero. La remoción de arsénico es independiente de la presencia de otros solutos, y puede obtener mejores resultados a bajas temperaturas. Finalmente, las membranas de nanofiltración a presiones de operación de 40-120 psi, resultan tan eficientes como las de ósmosis inversa a presiones de 200-400 psi [32].

Las principales desventajas son: Las bajas tasas de recuperación de agua (10-20%), la necesidad de operar a presiones bastante altas, costos de operación altos, el agua tratada tiene muy bajos niveles de sólidos disueltos, lo que le confiere características corrosivas y bajos niveles de micronutrientes importantes para la salud humana [26].

- **Electrodiálisis inversa**

Su eficiencia de remoción es de hasta 80%. En un efluente de 0,021 mg/L de arsénico se obtuvo una concentración residual de 0,003 mg/L. El porcentaje de recuperación del agua tratada es de 20 a 25% con respecto al afluente. Esto es un problema para regiones que tienen escasez de agua. Esta técnica no es competitiva con respecto a los métodos de ósmosis inversa y nanofiltración, en cuanto a costos y eficiencia del proceso [25].

- **Procesos biológicos**

La actividad bacteriana puede jugar un papel catalizador importante en varios de los procesos de remoción de arsénico, pero se conoce poco sobre la viabilidad del uso de procesos biológicos para eliminar el arsénico en agua [26] Últimamente se están proponiendo como proceso alternativo para la remoción de arsénico. El parámetro crítico es la concentración inicial de hierro. A mayor concentración de este, la eficiencia de la remoción del arsénico llega a ser >90%, y a menor concentración, la eficiencia es de aproximadamente 40%. Para sistemas de agua con bajas concentraciones de hierro, es recomendable adicionar sulfato ferroso para completar la remoción del arsénico. La fijación del As^{+3} en los óxidos de hierro producidos por la actividad bacteriana es el mecanismo principal. La filtración biológica para el tratamiento de arsénico puede aplicarse a cualquier sistema de agua subterránea para la oxidación bacteriológica del hierro [33].

- **Humedales construidos**

Los humedales artificiales, como sistemas naturales de tratamiento de aguas, tienen una inversión y un funcionamiento bajos costes [34] por lo que es una alternativa sostenible para el tratamiento del agua, un estudio realizado investigó la capacidad de flujo horizontal subsuperficial con medios alternativos, que incluían zeolita y piedra caliza, para la eliminación del As del agua ácida, encontrando resultados que fueron muy eficaces para este propósito [35].

Estudio bibliográfico de humedales como tratamiento de arsénico considerando medios de soporte como la caliza, en el cual estudios demuestran que removió de manera efectiva arsénico, hierro, plomo y aluminio, superando el 98% de remoción total media durante el tiempo de operación y la zeolita resultó efectiva en la remoción de arsénico, hierro y plomo, con eficiencias superiores al 97%. [36].

La remoción de concentraciones de arsénico depende de varias variables como lo son el PH del agua, su turbiedad, etc, pero varios estudios realizados sobre la remoción de arsénico, ocupando agua ácida, utilizando humedales construidos con soporte de zeolita y planta *Phragmites australis* como vegetación, pueden dar una aproximación de valores de remoción de concentraciones de arsénico, hay diferencias, debido a que no todos los diseños incluían una sección filtradora y la comparación entre los distintos trabajos, fue considerado el tiempo de retención hidráulico solamente en el medio de soporte.

Katherine Lizama en su estudio, obtuvo un porcentaje de remoción del 99,8% con una concentración de arsénico inicial de 2,6 mg/L [35], Daniela Henry una remoción del 98,9 con un nivel inicial de 3 mg/L [37] y Javier Fuentealba, remoción del 99,9, con nivel inicial de 1,1 mg/L [38]. En los estudios, Javier Fuentealba obtuvo la mayor remoción en un menor tiempo de retención, sin embargo, sus experiencias sólo tuvieron una duración de cuatro semanas y también tenían la menor concentración inicial de As. En este trabajo y en el de Katherine Lizama se tuvieron los mayores tiempos de operación con altas eficiencias de remoción.

6. CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Sedimentadores de alta tasa

Se realiza el análisis comparativo con los diferentes sedimentadores diseñados y separados en diferentes eficiencias.

No se grafica los sedimentadores convencionales debido a la diferencia de longitudes que se obtienen, saliendo de los parámetros de los sedimentadores de alta tasa.

Para el análisis también se consideró la eficiencia del 70%, pese a que se había mencionado que la eficiencia de 85% es la mínima recomendable, esto solo para tener referencias de longitudes de sedimentadores que funcionan con menor eficiencia, pero en la práctica no se recomienda, ya que puede provocar una mayor demanda en el proceso de filtración, debido a que estos se colmatarían y requerirían de retro lavado con mayor frecuencia.

En la Tabla 6-1 se muestran los valores de las longitudes de los diferentes sedimentadores, considerando una eficiencia del 70%, un ángulo de placa para el sedimentador horizontal de 5°, un ángulo de placa de 60° para el sedimentador inclinado y el sedimentador de placas profundas y se puede apreciar como la diferencia de longitudes de sedimentadores aumenta a medida que disminuye el diámetro de las partículas.

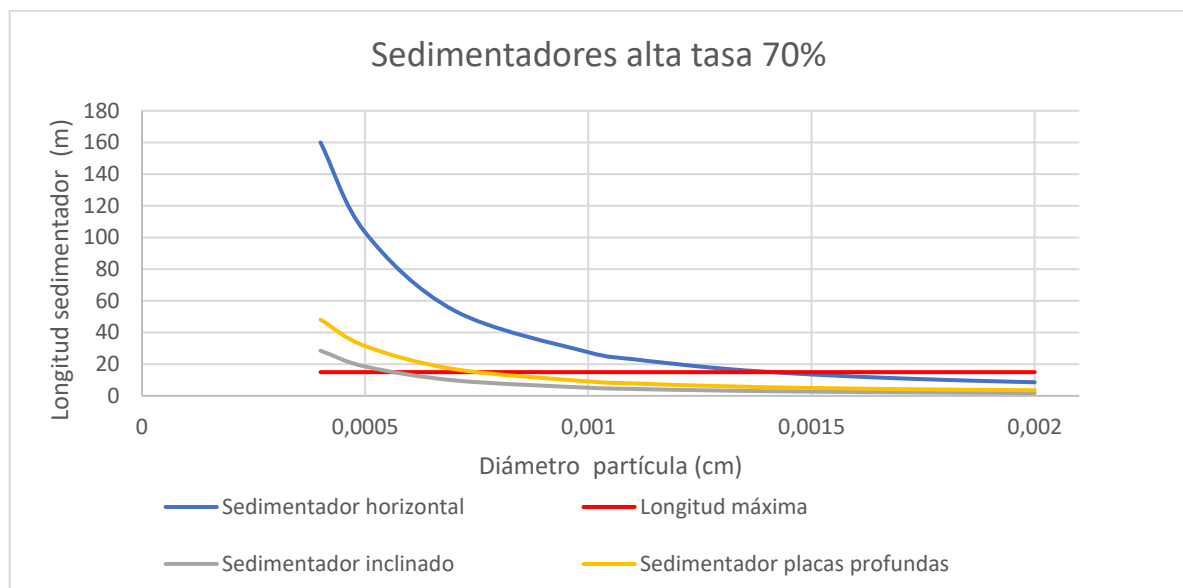


Figura 6-1: Longitud VS diámetro de la partícula de sedimentadores con eficiencia del 70%

En la Figura 6-1 y 6-2 se grafican las longitudes de los diferentes sedimentadores con una eficiencia del 70% y 85% respectivamente, la línea de color rojo muestra el límite máximo en cuanto a la longitud de construcción que pueden tener los sedimentadores, esto debido al acotado espacio en el que se proyectará la planta de tratamiento.

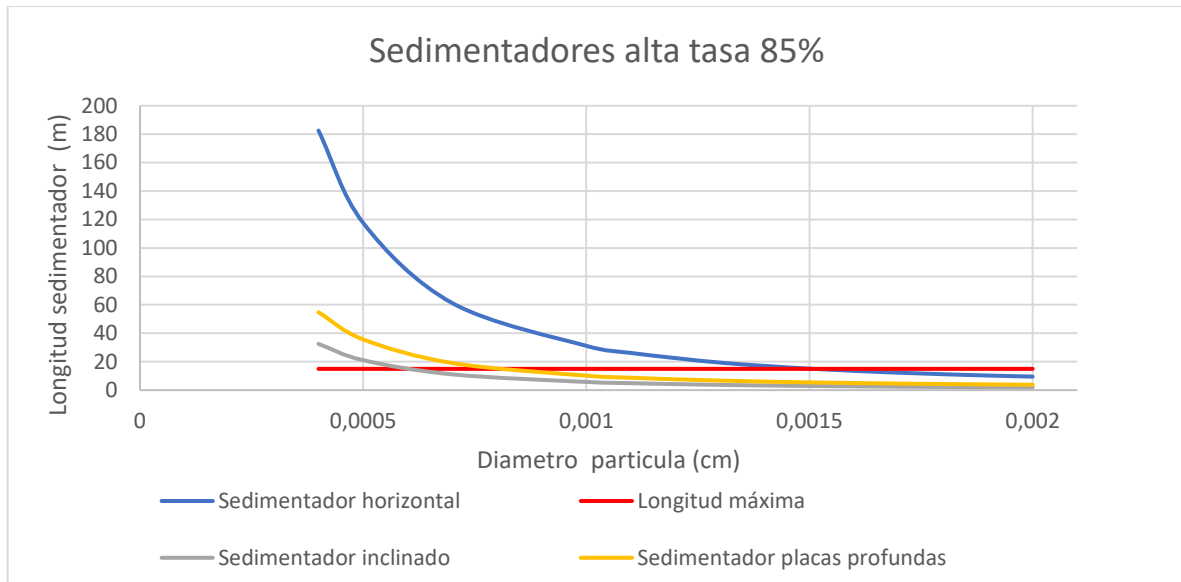


Figura 6-2: Longitud VS diámetro de la partícula de sedimentadores con eficiencia del 85%

El sedimentador de alta tasa de flujo horizontal requiere de mayor longitud para poder sedimentar partículas de menor tamaño, superando el límite de espacio antes que los demás sedimentadores de alta tasa. El sedimentador inclinado y el sedimentador de placas profundas tienen un comportamiento similar, no siendo apreciado en el gráfico debido al extendido rango de diámetro, pero el sedimentador inclinado tiene distancias de casi el doble en comparación con el de placas profundas, lo que muestra mejor eficiencia en cuanto a área ocupada.

Los sedimentadores de alta tasa en diferentes porcentajes de eficiencia, tienen comportamientos parecidos, solo diferenciándose que, a mayor eficiencia, superan con mayor antelación el límite de espacio disponible, mostrando como en la eficiencia del 70% (Tabla 6-1) el sedimentador horizontal supera el límite de espacio con una partícula de 0,0014 cm, el sedimentador de placas inclinado con un diámetro de 0,0007 cm y el de placas profundas con un diámetro de 0,0009 cm

En todos los casos los sedimentadores de flujo horizontal tienen longitudes mucho mayores cuando los diámetros son menores a 0,0015 cm, en comparación con el sedimentador de placas inclinado hay una diferencia del 80%, con el sedimentador de placas profundas del 63%, aumentando aún más la brecha a medida que disminuyen los diámetros de las partículas, en comparación con el sedimentador inclinado y el sedimentador de placas profundas. El sedimentador convencional, no se puede graficar en la misma figura debido a las grandes distancias que esta proyecta.

Tabla 6-1: Longitudes de diferentes sedimentadores en función del diámetro de la partícula con eficiencia del 70%

Diámetro (cm)	Longitudes (m)			
	S convencional	S horizontal	S inclinado	S profundas
0,002	10,43	8,59	1,78	3,53
0,0019	11,56	9,27	1,90	3,73
0,0018	12,87	10,07	2,04	3,96
0,0017	14,42	11,01	2,21	4,24
0,00169	14,59	11,11	2,23	4,27
0,00168	14,77	11,22	2,25	4,30
0,00167	14,94	11,33	2,27	4,34
0,0015	18,51	13,50	2,65	4,97
0,0013	24,63	17,21	3,30	6,07
0,0011	34,38	23,14	4,35	7,82
0,001	41,59	27,52	5,13	9,11
0,0009	51,33	33,44	6,17	10,85
0,0008	64,95	41,72	7,63	13,29
0,0007	84,81	53,79	9,76	16,85
0,0006	115,41	72,39	13,10	22,32
0,0005	166,16	103,23	18,50	31,41
0,0004	259,58	160,01	28,52	48,14
0,0003	461,39	282,67	50,18	84,28
0,0002	1037,99	633,11	112,07	187,52

Al considerar un mismo diámetro, como se puede apreciar en la Tabla 6-1, el sedimentador con las menores longitudes, es el inclinado con un ángulo de placa del 60° y el sedimentador con la mayor longitud es el convencional, con un significativo aumento de longitudes en comparación al resto.

En base a este análisis, se considera que el sedimentador convencional alcanza las mayores longitudes de diseño, a medida que disminuyen los diámetros de las partículas a sedimentar, ubicándolo como el diseño más desfavorable para el espacio disponible de la obra y el menos recomendable para la planta de tratamiento. En cuanto a los sedimentadores laminares de alta tasa, el sedimentador de flujo horizontal, es quien presenta las mayores distancias, pero aún mucho menores que las longitudes del sedimentador convencional, siendo este hasta cuatro veces más corto, volviéndolo una opción viable, pero el sedimentador con la menor longitud de diseño es el sedimentador de alta tasa de placas inclinadas, por lo que es el más eficiente en cuanto a área ocupada, teniendo una diferencia de casi el doble en comparación del sedimentador de placas profundas, el cual sería la segunda mejor opción, pero cabe destacar, que el sedimentador horizontal de alta tasa, es el que posee una constructibilidad más simple en comparación con el sedimentador de placas inclinadas y el sedimentador de placas profundas, que al poseer ángulo inclinado, se requiere de mayor detallamiento en su diseño y construcción, lo que se considera un trabajo más complejo. Teniendo en cuenta el trabajo requerido, la facilidad de construcción y el mantenimiento de los componentes de la planta, el sedimentador más conveniente es el sedimentador de flujo horizontal.

En cuanto al porcentaje de eficiencia, se recomienda como mínimo una eficiencia del 85% [16], pero también se debe tomar en consideración la implementación de procesos de filtración para remover las partículas con diámetros menores, para estas eficiencias y así mantener el agua potable y en el caso de considerar una eficiencia del 100% en el sedimentador, se podría omitir un posterior tratamiento para los sedimentos, siempre que se realicen los estudios necesarios al agua para verificar que cumplan con la norma y para procesos con eficiencias menores al 85%, el cual no se recomienda en la práctica, requeriría de mayor demanda en el proceso de infiltración, debido a que estos se colmatarían con mayor frecuencia y requerirían de retro lavado con mayor frecuencia.

A medida que aumenta la eficiencia del sedimentador, el tamaño de las partículas que pasan al filtro es menor, al igual que la cantidad de sedimentos que esta debe retener. La eficiencia teórica puede dar indicios del diámetro de partículas que llegan al filtro, aunque en la práctica, la eficiencia debe ser determinada en un modelo o planta piloto. También puede ser determinada en un Ensayo de Jarras o midiendo la turbiedad antes y después del sedimentador.

Para el diseño del filtro lo que se debe considerar, es la eficiencia del sedimentador, ya que sedimentadores de mayor eficiencia, implican filtros menos demandados.

6.2 Tratamiento de arsénico

Debido a la ubicación geográfica y extrema en la que se encuentra el poblado se presentarían problemas al implementar algunos procesos. Se requiere de mayor cuidado en instalaciones que requieran de tecnología eléctrica, ya que por la falta de un sistema eléctrico estable (cambio de fuente de electricidad y cortes en temporadas de intensas lluvias) podrían producir fallas en los implementos y su baja población que reside en el pueblo, implicaría una falta de mano de obra calificada para operar procesos muy complejos, por lo que para el análisis se toman en consideración estas condiciones.

Para la elección de un proceso eficiente de eliminación de arsénico, se requiere primero de estudios de las características del agua a tratar a lo largo del año (con los que aún no cuenta la APR), ya que conocer estos parámetros, entregaría luces de los parámetros exactos a ser tratados y favorecería la correcta elección de los procesos, ya que los diferentes métodos de tratamiento de arsénico, son sensibles a las características del agua cruda, como lo son el Ph, el tipo de arsénico, turbiedad, etc. Al igual que conocer la eficiencia con la cual se trabajará en el sedimentador, ya que tener el conocimiento de los diámetros de partículas que no son sedimentadas.

En base a estas consideraciones, se realiza el siguiente análisis:

- **Proceso de coagulación, floculación**

Para el proceso de Coagulación y posterior floculación, el arsénico en estado oxidado tiene mejor respuesta a los ensayos de remoción. Además, los porcentajes de remoción son mayores a menores concentraciones iniciales de arsénico en la solución. Estudios demostraron remociones del 80 y 95 % con sulfato de aluminio y cloruro férrico para concentraciones iniciales de 0,5 mg/L de As[45].

- **Proceso sólido-líquido**

La implementación de un proceso de Oxidación/Reducción o un proceso de separación sólido/líquido, emplea una buena alternativa para la remoción de arsénico, si posteriormente se

considera la incorporación de los procesos de coagulación, sedimentación y filtración, también el ablandamiento con la cal se consideraría como una óptima alternativa, en los casos de aguas muy duras y con tratamiento a pH entre los rangos de 10 a 12.

- **Procesos con membranas**

En los procesos de separación física, ósmosis inversa, nano filtración, ultrafiltración, microfiltración, intercambio iónico y electrodiálisis inversa, para su efectividad en el tratamiento de membrana a menudo depende de la condición de esta. Entonces para que las tecnologías de ósmosis inversa funcionen de manera eficiente, el mantenimiento de la membrana debe ser impecable o puede deteriorarse por incrustaciones. Las impurezas pueden reducir la efectividad y aumentar el consumo de energía. Se ha dedicado mucha investigación a diseñar membranas para resistir el ensuciamiento a través de recubrimientos especializados y otros tratamientos, como cambiar la carga del material de la membrana, lo que implicaría tener operadores calificados que mantengan en óptimo estado las membranas [39].

- **Microfiltración**

Nguyen y su equipo el 2009 observaron en pruebas con una membrana de microfiltración comercial de 0,4 μm una remoción de 40% de As^{+5} aproximadamente. A pesar de ello, esos niveles de remoción no son suficientes para garantizar que se producirá agua potable a partir de fuentes contaminadas con arsénico, especialmente si la concentración del metaloide es superior a 50 $\mu\text{g/l}$, esto debido a que al tamaño de los poros (de 0,05 a 5 μm) de las membranas de microfiltración hacen que la remoción de arsénico disuelto sólo por tamizaje sea muy escaso o nulo. [39]. Por lo que, para dar viabilidad a la microfiltración, el proceso se combina con la coagulación, lo que logró una remoción de 98%.

- **Nano filtración**

La AWWARF (2000) llevó a cabo estudios con soluciones preparadas de As y con agua de un lago. Se probaron módulos de membranas comerciales y de membranas planas; las membranas poseían una carga negativa superficial. La remoción de As^{+3} fue de 12%; en contraste, las eficiencias de remoción de As^{+5} fueron mayores o iguales que 85%, debido a que As^{+5} , al poseer una carga negativa cuando el pH del agua es neutro, es rechazado por la superficie de las membranas en una proporción mayor que el As^{+3} , que se encuentra eléctricamente neutro en esas mismas condiciones, por lo que atraviesa la membrana con facilidad [39], por lo que la viabilidad de emplear el sistema debe estar acorde con un control de PH del agua e implementación de métodos para cambiar el As^{+3} a As^{+5} .

Con estos ejemplos se puede considerar que implementar un proceso de membrana en la remoción de arsénico requiere de personal calificado para la operación de los componentes y óptima mantención, un estable sistema eléctrico que mantenga en funcionamiento constante las máquinas y no sufra deterioros por cortes repentinos.

- **Humedales construidos**

El rango de aplicación de Los humedales artificiales se emplea por lo general en rangos de aplicación de aguas residuales de menos de 2000 habitantes, ya que los requisitos de superficie (principal limitante de aplicación) oscilan entre los 1 y los 7 m^2/hab [40]. Estudios demuestran que tienen capacidades de remoción de arsénico de hasta el 98% [36], disminuyendo considerablemente el nivel de arsénico en el agua potable, cumpliendo con la normativa, estos sistemas como cualquier otro sistema de depuración de aguas, presenta una serie de ventajas e inconvenientes que pueden aconsejar o no su utilización en cada caso concreto (ver Tabla 6-2).

Para las implementaciones de humedales construidos se requiere de un estudio del comportamiento de las macrófitas que sean adaptadas a las condiciones locales, un revestimiento impermeabilizado del fondo para evitar contaminación, un adecuado pretratamiento, ser ubicado en terreno llano con poca pendiente y para su dimensionamiento un análisis para conocer su dimensionamiento biológico y dimensionamiento hidráulico.

Para el inicio de la operación del humedal construido se debe considerar que la vegetación está bien consolidada, es decir aproximadamente un año o ciclo biológico [41]. Las poblaciones bacterianas responsables en gran parte de la eliminación de los contaminantes se desarrollan en un periodo que va de 3 a 6 meses. Otra característica que se debe considerar en las plantaciones es cuando los humedales no se pueden encharcar debido a los malos olores o a la presencia de insectos, lo que implica que, las malas hierbas deberán arrancarse manualmente.

Para su mantenimiento es necesaria una revisión semanal, donde se comprueba que el agua fluya adecuadamente por todos los elementos del sistema y verificando si hay obturaciones. Los sistemas de vertido a las celdas deben limpiarse con una periodicidad comprendida entre 1 y 6 meses [42], también se incluye un control del nivel de inundación del humedal. No debe permitirse en ningún caso que las raíces de las plantas se queden sin agua y por tanto se vigila que el nivel de agua se mantenga unos 5 cm por debajo de la superficie del medio granular y la extracción de lodos del tratamiento primario se empieza a realizar después de que el sistema haya estado en marcha como mínimo un año. Se estima que cantidad de lodos hay que extraer cada 3-6 meses para que el tiempo de digestión de los lodos sea el proyectado [41] y se recomienda realizar siegas cada año cuando empiecen a secarse las partes aéreas de las plantas.

Tabla 6-2: Ventajas y desventajas de los humedales construidos

Ventajas	Desventajas
- Bajos costes operacionales	- Costes de construcción medio-alto (sustrato)
- Bajo consumo de materiales y energía	- Se necesita amplia extensión de terreno
- Remoción de amplia gama de contaminantes	- Acumulación de sustancias tóxicas en el suelo
- Modelo natural y sostenible (no requiere adiciones químicas)	- Limitado control operacional sobre los procesos
- Múltiples beneficios extra (uso sostenible de plantas acuáticas locales, estética)	- Habitual errores de diseño y falta de mantenimiento
- Puede tolerar tanto grande como pequeños volúmenes y variedad en la concentración de contaminantes	
- No producción de fango	

Considerando las concentraciones iniciales de arsénico en los experimentos realizados en humedales y su porcentaje de remoción (Tabla 6-3), se podría predecir un eficiente porcentaje de remoción para la planta tratamiento de Toconao, ya que el agua cruda que llega a la planta contiene una concentración de 0,047 mg/l, menor que lo niveles de arsénico tratados en los experimentos.

Tabla 6-3: Experimentos en humedales utilizados para la remoción de arsénico

Parámetro	Unidad	Lizama (2014)	Henry (2015)	Fuentealba (2017)
As inicial	mg/l	2,3	3	1,1
Remoción	%	99,8	98,9	99,9

El proceso de coagulación y posterior floculación, que son parte de los métodos que se emplean en la planta de tratamiento convencional, muestra eficientes métodos de remoción del arsénico con coagulantes de sulfato de aluminio y cloruro férrico que son los floculantes convencionalmente utilizados en plantas de tratamiento, por lo que implementar un posterior proceso de sedimentación y filtración, los cuales eliminarían la acumulación de lodos producidas en los procesos anteriores, provocarían una baja significativa en los niveles de arsénico en el agua distribuida al poblado.

Los procesos de separación sólido líquido, se consideran una gran alternativa para su implementación en el tratamiento y se pueden complementar con algunos componentes (como la filtración), pero para estas alternativas se requiere de un constante control del tipo de agua que ingresa en la planta, al igual que las dosis empleadas en el tratamiento, por lo que, en lo que respecta a tratamiento es una muy buena alternativa, pero no necesariamente viable en la implementación de la planta de Toconao, que aún requiere de muchos estudios (Test de jarras, niveles Ph, etc) e implementación de laboratorio para poder mantener el control de este tipo de tratamiento.

Los procesos con membranas, muestran muchas alternativas posibles de implementar, considerando los diferentes niveles de eficiencia que se desarrollen en el sedimentador, por ello, se podría a considerar esta opción una vez se haya determinado la eficiencia del sedimentador, el diámetro de la partícula y cantidad de sedimentos que finalmente lleguen a la membrana, aportando calidad en el agua para el pueblo.

Las desventajas de este método para el poblado, serían la mantención y cuidados que requieren las membranas, ya que altos niveles de sedimentos, como los mostrados en los niveles de turbiedad de las vertientes, producirían colmatación de las membranas y dejarían de realizar su función, requiriendo un riguroso cuidado por parte de la APR, siendo, solo viable esta opción, si es que la planta de tratamiento tomas las precauciones necesarias.

El empleo de humedales muestra una natural y eficiente forma de tratar del agua, tanto en sus niveles de turbiedad como en arsénico, que es lo que más afecta al agua del poblado, pero la implementación de este método, requiere de cuidados constantes, tanto en los niveles de sedimentos que entran en el humedal, como en el cuidado y mantención de la vegetación, al igual que el espacio necesario, siendo este un punto en contra debido al reducido espacio que actualmente tiene la planta.

Por lo antes mencionado, mayores estudios en el tema, tanto en las características de la zona, la vegetación para el humedal, características del agua, etc. darían luces de la eficiencia económica de este método y el espacio real requerido.

La alternativa más viable podría ser el empleo de membranas, ya que los otros métodos, pese a que podrían dar una gran mejoría al agua potable, requieren de mayores estudios del agua, al igual que mayores elementos para su control, pero aun así las membranas también quedan sujetas al diseño del tratamiento de los sedimentos, ya que los diferentes métodos de membranas también incurrir en diferentes costos y en algunos casos mano de obra especializada, siendo este un inconveniente en su implementación.

Considerando las ventajas y desventaja expuestas, la elección del método más viable es una decisión tanto de la APR como de la comunidad Lickan-Antay de Toconao, ya que podrían tomar diferentes direcciones, es decir, alternativas naturales o con mayor empleo de tecnología. dada la falta de información, con la que actualmente opera la planta de tratamiento del pueblo de Toconao, se recomiendan estudios como prueba de jarras y características fisicoquímicas del agua, que le permitan a la comunidad tomar una adecuada decisión en función de las condiciones reales en las que trabajaría la APR.

7. CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES

De acuerdo con lo expuesto y realizado en este trabajo, a continuación, se muestran algunas conclusiones y comentarios.

- 1) Los resultados obtenidos en el estudio del agua disponible en la subcuenca de la quebrada de Jerez, la cual alberga a las vertientes de Vilaco y Silapeti, que abastecen a la planta de tratamiento de agua potable del pueblo de Toconao. muestran que la metodología no concuerda con los registros existentes de la zona, ya que la dinámica hidrológica de la cuenca es más compleja y el método no logra capturar el comportamiento que tiene el agua y debido a esto el análisis se apoya en la información entregada por el documento realizado por la dirección general de agua “Diagnostico y clasificación de los cursos y cuerpo de agua según objetivos de calidad” [21], en el cual se muestra que los meses de menor flujo de agua son los meses de enero y agosto, con aproximadamente $0,042 \text{ m}^3/\text{s}$, que al compararlo con el caudal de consumo estimado, con 20 años de proyección de la comunidad Lickan-Antay de Toconao, de $0,021 \text{ m}^3/\text{s}$, se puede confirmar que el agua demandada por el poblado puede ser abastecida, por los próximos 20 años, aunque debido al escenario actual de escases de agua que afecta al país y al complejo escenario de escasez hídrica que tenido graves impactos en las comunidades rurales [43] se recomienda actualizar el aforo y mantener un constante estudio de los recursos de agua.
- 2) En el análisis para el diseño de los sedimentadores, se considera que el sedimentador convencional alcanza longitudes de diseño extensas, a partir de diámetros de partículas menores a $0,0015 \text{ cm}$, aumentando rápidamente hasta llegar a ser 70 veces más largo que el espacio disponible en obra, para el diámetro de $0,0002$, (que es el más pequeño considerado en el análisis), ubicándolo como el diseño más desfavorable y el menos recomendable para la planta de tratamiento.

En cuanto a los sedimentadores laminares de alta tasa, el sedimentador de flujo horizontal, es quien presenta las mayores longitudes de diseño, cuando los diámetros son menores a $0,0015 \text{ cm}$, comparándolo con el sedimentador de placas inclinadas hay una diferencia del 80,4% en las longitudes de diseño y con el sedimentador de placas profundas del 63,2%, aumentando aún más la brecha a medida que disminuyen los diámetros de las partículas. En el diámetro más pequeño considerado en el análisis, la longitud que alcanza es de 7 veces el espacio disponible.

El sedimentador con la menor longitud de diseño es el sedimentador de alta tasa horizontal de placas inclinadas, por lo que es el más eficiente en cuanto a área ocupada, teniendo una diferencia de casi el doble con el sedimentador de placas profundas, el cual es la segunda mejor opción, pero cabe destacar, que el sedimentador horizontal de alta tasa, es el que posee una constructibilidad más simple en comparación con el sedimentador de placas inclinadas y el sedimentador de placas profundas, que al poseer ángulo inclinado en sus placas, se requiere de mayor detallamiento en su diseño y construcción, volviéndolo un trabajo más complejo.

En cuanto a estas consideraciones, el trabajo requerido, la facilidad de construcción y el mantenimiento del complemento, el sedimentador más conveniente es el sedimentador

laminar de alta tasa de flujo horizontal, ya que presenta mayor simpleza en su diseño, por lo que disminuiría los errores en obra, longitudes de diseño aptas para el espacio disponible hasta diámetros de partículas de 0,0015 cm, con una eficiencia del 85% [16] mínima recomendada para los sedimentadores, facilidad de limpieza de placas al no encontrarse inclinadas, haciéndolo el sedimentador más viable para su implementación y ejecución.

Tomando en consideración la información anterior y optando por una eficiencia del 85%, la cual es la menor eficiencia recomendada, el diseño del sedimentador de flujo horizontal el cual se propone como mejor opción, podría sedimentar partículas de hasta 0,00156 cm de diámetro como mínimo, con una longitud de sedimentador de 14,9 m.

- 3) El proceso de coagulación y posterior floculación, muestra eficientes métodos de remoción del arsénico con coagulantes de sulfato de aluminio y cloruro férrico que son los floculantes convencionalmente utilizados en plantas de tratamiento, por lo que implementar un posterior proceso de sedimentación y filtración, producirían una baja significativa en los niveles de arsénico en el agua distribuida al poblado.

Los métodos de sólido-líquidos, requieren de añadir sustancias para eliminar el arsénico y la planta actualmente carece de laboratorio para el seguimiento y control, por lo que la viabilidad de este método requiere de instalar un laboratorio para el seguimiento de la calidad del agua en los diferentes procesos y establecer protocolos para su análisis., pero aún se podrían considerar añadir estas etapas en algunos componentes del sedimentador convencional, dependiendo del tipo de controles que se implementen en el diseño.

Tener el conocimiento de los diámetros de partículas que no son sedimentadas, indica el tipo de filtro que se debería ocupar, por lo que empleo de membranas está ligado a la eficiencia del sedimentador, la mantención y a la implementación de un control de sedimentos, ya que un número elevado de partículas, producto de una baja eficiencia en la sedimentación produciría colmatación de las membranas y lo volverían un proceso ineficiente. Por lo que la viabilidad de este método, depende del control riguroso que se aplique en el proceso de sedimentación.

La construcción de un humedal depende de los estudio que se realicen, en la zona, es decir, el agua que ingresa a esta unidad y los componentes fisicoquímicos de la misma, ya que su carácter natural requiere de control y cuidados constantes para mantener su operación, por lo que la factibilidad del método, está ligado a la estudio que se realicen para humedales en la APR, pero se recalca que la eficiente remoción de arsénico de este tipo de tratamiento, tiene altas probabilidades de resolver el problema de los elevados niveles de arsénico y aportaría un gran valor al tratamiento de la planta, por ser un componente natural.

Finalmente, la elección de la opción más viable recae en una decisión tanto de la APR como de la comunidad Lickan-Antay de Toconao, ya que podrían tomar una dirección natural u otra con mayor empleo de tecnología.

- 4) Como recomendación y mientras no se realicen las mejoras a la planta de tratamiento, se debería aumentar las advertencias indicando que el agua no es apta para el consumo, e indicar sus riesgos, para que las personas puedan tomar sus propios resguardos al momento de hacer uso de ella.

También se debe implementar un sistema de control de calidad del agua cruda y tratada mediante ensayos propios o de laboratorios externos, y realizar estos de forma regular para llevar un control del agua que se distribuye en el pueblo, lo que aportaría mayor información en el diseño de las futuras mejoras que se le puedan realizar a la planta de tratamiento, al igual que también aportaría en el análisis de funcionamiento que tengas las mejoras implementadas y respuesta ante el tratamiento, ya que un diseño teórico de las mejoras indicaría como podría funcionar la planta, pero solo un análisis al agua entregaría respuestas exactas de su eficiencia y mejora.

8. REFERENCIAS

- [1] Diario de Antofagasta, «Gobierno impulsa historico acuerdo para solucionar deficit de agua en San Pedro de Atacama,» 2019.
- [2] «OnTheWorldMap,» [En línea]. Available: «ontheworldmap,» [En línea]. Available: <http://ontheworldmap.com/es/chile/city/san-pedro-de-atacama/tourist-map-of-surroundings-of-san-pedro-de-atacama.html>.. [Último acceso: 13 mayo 2021].
- [3] E. Tilley, L. Ulrich, C. Luthi, P. Reymond, R. Schertenleid y C. Zurbrugg, compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento, Suiza: Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación SDC, 2018.
- [4] A. Ordoñez y A. Aguilar, *Evaluación de un sedimentador de alta tasa con un modelo de dinamica de fluido computacional (DFC)*, Mexico, 2015.
- [5] J. Arboleda, Teoría y practica de la purificacion del agua, Santa Fe, Bogota: Mc Graw Hill, 2000.
- [6] A. Smith, M. Bates, H. Goeden y C. Hopenhayn, «Cancer risks from arsenic in drinking water,» 1992.
- [7] A. Sancha, F. Vega, S. Fuentes, H. Venturino, A. Baron, V. Moreno y A. Salazar, «Exposicion al arsenico de la poblacion Atacameña,» Departamento en ingenieria civil, facultad de ciencias fisica y matematicas, Universidad de Chile, Santiago.
- [8] Instituto Nacional De Normalizacion, *Agua potable - Parte 1 -Requisitos*, Santiago de Chile, 2005.
- [9] Direccion de Obras Hidraulicas, Programa de agua potable rural, Santiago: ministerio de obras publicas, 2019.
- [10] Ministerio de Obras Publicas, Direccion de Obras Hidraulicas, Manual de proyectos de agua potable rural, Santiago, 2019.
- [11] A. Barrenechea, Modulo Diseño Sap - Coagulación.
- [12] L. Vargas, Modulo diseño sap - Floculación.
- [13] V. Maldonado, Modulo de diseño sap - Sedimentación.
- [14] V. Maldonado, Modulo diseño sap - Filtración.
- [15] A. Barrenechea y L. Vargas, Modulo diseño sap - Desinfección.
- [16] T. Guerrero, J. Salazar y J. Paredes, Eficiencia de un sedimentador laminar y convencional para eliminar sólidos, Lima, 2018.
- [17] Instituto Nacional de Estadística, *División político administrativa y censal región de Antofagasta*, 2019.

- [18] CIREN (centro de informacion de recursosnaturales), «Region de Antofagasta, Provincia de El Loa, comuna de San Pedro de Atacama, recursos naturales y proyectos,» Ministerio de agricultura, Gobierno de Chile, 2016.
- [19] Direccion General de Aguas, «Analisis uso actual y futuro de ls recursos hidricos de Chile,» 1996.
- [20] Ministerio del Medio Ambiente, *Analisis de caudales superficiales en las cuencas hidrograficas de los rios aconcagua y rapel*, 2014.
- [21] Direccion General de Aguas, *Diagnostico y clasificacion de los cursos y cuerpo de agua segun objetivos de calidad*, 2004.
- [22] V. T. Chow, d. Maidment y L. Mays, *Hidrologia Aplicada*, McGRAW-HILL.
- [23] W. Luzio, *Suelos de Chile*, Santiago de Chile: Universidad de Chile, 2010.
- [24] L. Sandoval, *Estabilización y disposición de residuos que contienen arsénico*, Ciudad de Mexico: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2000.
- [25] M. Castro de Esparza, *Remoción del arsénico en el agua para bebida*, Lima: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS-SB/SDE/OPS), 2006.
- [26] H. Heinjnen, P. Wurzel y R. Johnston, *Arsenic in Drinking Water*, 2001.
- [27] R. Cheng, L. Sun, . W. Hsiao-Chiu y M. D. Beuhler, *Enhanced coagulation for arsenic removal*, 1994.
- [28] M. Avilés y M. Pardón, *Remoción de Arsénico de Agua Mediante Coagulación-Floculación a Nivel*, Federación Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, 2000.
- [29] E. Marc, *Chemistry of arsenic removal during coagulation and Fe–Mn oxidation*, 1994.
- [30] M. Jekel y R. Seith, *Comparison of conventional and new techniques for the removal of arsenic in a full scale treatment plant*, 2000.
- [31] T. Viraraghavan, S. Subramanian y V. Swaminathan, *Drinking Water without Arsenic: A Review of Treatment Technologies*, 1994.
- [32] J. Waypa, M. Elimelech y J. Hering, *Arsenic Removal by RO and NF Membranes*, 1997.
- [33] F. Lehimas, I. Chapman y P. Bourguine, *Use of Biological Processes for Arsenic removal: a Cost*, 1992.
- [34] K. Lizama-Allende, I. Jaque, J. Ayala , G. Montes-Atenas y E. Leiva, *Arsenic Removal Using Horizontal Subsurface Flow Constructed Wetlands: A Sustainable Alternative for Arsenic-Rich Acidic Waters*, Santiago, 2018.
- [35] K. Lizama y D. Mccarthy, *The influence of media type on removal of arsenic, iron and boron from acidic wastewater in horizontal flow wetland microcosms planted whit phragmites australis*, 2014.

- [36] P. Echeverria, *Remocion de arsenico y otros contaminantes utilizando humedales contruidos de flujo subsupérficial horizontal efecto del tipo de medio de soporte y la presencia de vegetación*, Antago de Chile, 2018.
- [37] D. Henry, *Remoción de arsénico de agua contaminada utilizando zeolita y piedra caliza: evaluación experimental de la capacidad de remoción y su potencial aplicación como medios de soporte en humedales artificiales*, Santiago, 2015.
- [38] J. A. Fuentealba Godoy, *Efectos de la vegetacion y la carga superficial en la distribucin de tiempos de retencion de humedales artificiales para la remocion de arsenico*, Santiago de Chile, 2017.
- [39] C. Calderon, M. Quezada, N. Segura y C. Hernandez, *Remocion de arsenico mediante procesos de membrana*, Morelos, Mexico: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2012.
- [40] J. Puigagut, J. Villaseñor, J. J. Salas, E. Becares y J. Garcia, *Subsurface-flow constructed wetlands in Spain for the sanitation of small communities: A comparative study*, 2007.
- [41] J. Garcia Serrano y A. Corzo Hernandez, *Guía practica de diseño, construccion y explotacion de sistemas de humedales de flujo superficial*, Catalunya, 2008.
- [42] P. Cooper, *Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment*, Swindon, UK, 1996.
- [43] P. Aranda Valenzuela, *Gobernanza del agua en tiempos de escazes y cambio climatico... ¿Estamos preparados?*, 2021.
- [44] K. Yao, Theoretical study of highrate, Journal of the Water Pollution Control Federation, 1970.
- [45] F. Franco, M. Carro, Remoción de arsénico en agua mediante procesos de coagulación-floculación, 2014.

9. ANEXOS

9.1 Anexo A: Proceso de sedimentación de partículas discretas por caída libre, descrito por medio de la mecánica clásica

Para el caso de una partícula que se deja caer en el agua. Esta partícula estará sometida a dos fuerzas (figura 9-1): fuerza de flotación (F_F), que es igual al peso del volumen del líquido desplazado por la partícula (Principio de Arquímedes), y fuerza gravitacional (F_G).

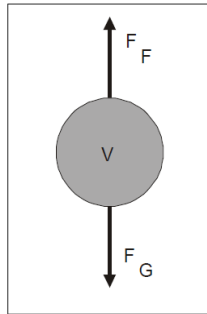


Figura 9-1: Fuerzas actuantes en una partícula [13]

$$F_F = \rho g V \quad (1)$$

$$F_G = \rho_s g V \quad (2)$$

Donde

$\rho =$ Densidad del líquido

$\rho_s =$ Densidad de la partícula

$V =$ Volumen de la partícula

De la acción de ambas fuerzas se obtiene la fuerza resultante, que será igual a la diferencia de estos dos valores y estará dada por:

$$F_i = gV(\rho_s - \rho) \quad (3)$$

Donde

$F_i =$ Fuerza resultante o fuerza de impulsión

Arrastrada por esta fuerza F_i la partícula desciende con velocidad creciente, pero a medida que baja, la fricción que el líquido genera en ella crea una fuerza de roce definida por la Ley de Newton, cuyo valor es:

$$F_R = C_D * A * \rho * \frac{V_s^2}{2} \quad (4)$$

Donde

$F_R =$ Fuerza de roce

$C_D =$ Coeficiente de arrastre

$A =$ Área transversal de escurrimiento

$V_s =$ Velocidad de sedimentación

Después de un corto periodo, la aceleración pasa a ser nula y el valor de la fuerza de fricción F_R iguala a la de impulsión F_i , momento en el cual la partícula adquiere una velocidad constante, conocida como velocidad de sedimentación. En ese momento se cumple que las ecuaciones son iguales; por lo tanto:

$$gV(\rho_s - \rho) = C_D * A * \frac{V_s^2}{2} \quad (6)$$

Despejando el valor de V_s se obtiene:

$$V_s = \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho)V}{C_D * \rho * A}} \quad (7)$$

Para el caso de partículas esféricas:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{y} \quad V = \frac{\pi d^3}{6} \quad (8)$$

Siendo d el diámetro de la partícula:

$$\frac{V}{A} = \frac{\pi/6 * d^3}{\pi/4 * d^2} = \frac{2}{3} d \quad (9)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{4g(\rho_s - \rho)}{3C_D\rho}} * d \quad (10)$$

En el cual:

$V_s =$ Velocidad de sedimentación

$d =$ Diámetro de la partícula

$g =$ Aceleración de gravedad

$\rho_s =$ Densidad de la partícula

$\rho =$ Densidad del fluido

El coeficiente de arrastre de Newton es una función del número de Reynolds y de la forma de las partículas:

El coeficiente de arrastre de Newton es una función del número de Reynolds y de la forma de las partículas:

Siendo:

$$C_D = aR_e^{-n} \quad (11)$$

$$R_e = \frac{V_s * d}{u} \quad (12)$$

$a =$ Constante específica

$R_e =$ Numero de Reynolds

$u =$ Viscosidad cinemática (Stokes)

Si $d < 0,085$ mm, $Re < 1$, entonces prevalece flujo laminar, siendo:

$$C_D = \frac{24}{Re} \quad (13)$$

Y

$$\frac{\rho_s}{\rho} = Ss \quad (14)$$

Al reemplazar, se origina la ecuación de Stokes:

$$V_s = \frac{g}{18} (Ss - 1) \frac{d^2}{u} \quad (15)$$

Cuando $d > 1,0$ mm, $Re > 1.000$, presenta flujo turbulento, para lo cual:

$$C_D = 0,4 \quad (16)$$

Reemplazando los valores anteriores en la ecuación, se obtiene una velocidad de sedimentación:

$$V_s = \sqrt{3,3g(Ss - 1)d} \quad (17)$$

conocida como la ecuación de Newton, para la sedimentación de partículas discretas. Para los casos de diámetro de partículas comprendidas entre 0,85 y 1,0 mm y especialmente números de Reynolds de 1 a 1.000, se presenta flujo de transición para el cual los valores de C_D son variables y su determinación puede realizarse a través de cualquiera de las ecuaciones indicadas en la tabla 9-1.

Tabla 9-1: Valores de coeficientes de arrastre [13]

Autor	Expresión
Rich	$C_D = \frac{18,5}{Re^{0,60}}$
Hatch	$C_D = \frac{14}{Re^{0,50}}$
Allen	$C_D = \frac{12,65}{Re^{0,50}}$
Fair-Geyer-Okun	$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34$
Schiller-Newman	$C_D = \frac{12}{Re} (1 + 0,14 Re^{0,687})$
Goldstein	$C_D = \frac{12}{Re} + \frac{3}{16} Re - \frac{19}{1.280} Re^2 + \frac{71}{20.480} Re^3$

Si se desconoce cómo se comporta la sedimentación de una determinada partícula (zona laminar, turbulenta o en transición), el cálculo de la velocidad de sedimentación debe hacerse a través de iteraciones.

Fair, Geyer y Okun determinan la velocidad de sedimentación utilizando los ábacos de la figura 9-2 y figura 9-3, que tienen la ventaja de que permiten visualizar directamente y en forma simultánea distintas soluciones. Este método, que permite el cálculo directo, se aplica resolviendo las siguientes ecuaciones:

En término del diámetro X_1

$$\left[\frac{g(S_s-1)}{v^2} \right]^{1/3} d = K_1 d = X_1 \quad (18)$$

En términos de Velocidad X_2

$$\frac{v_s}{[g(S_s-1)v]^{1/3}} = \frac{v_s}{K_2} = X_2 \quad (18)$$

Se puede, entonces, representar K_1 y K_2 en función de la densidad relativa S_s y la temperatura, tal como se muestra en el gráfico de la figura 9-2 y figura 9-3.

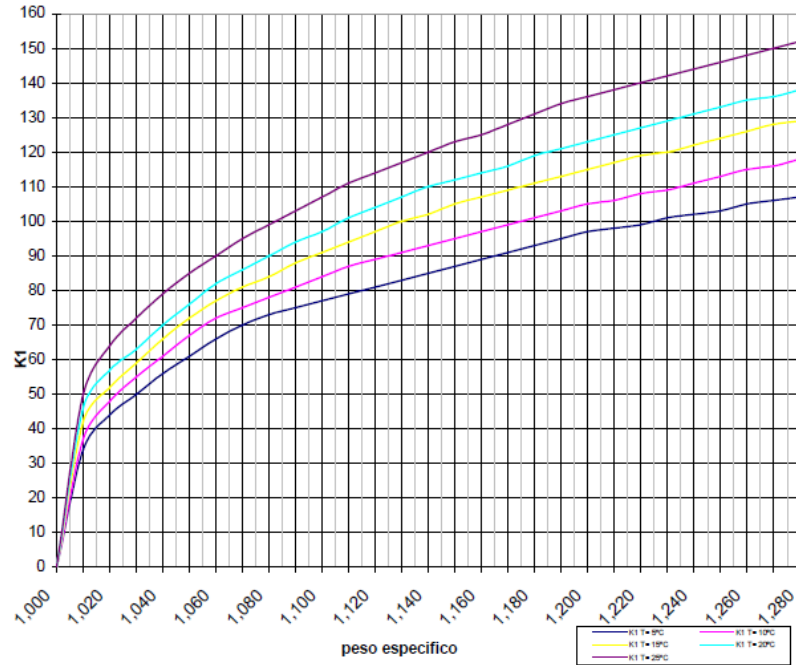


Figura 9-2: Velocidad de asentamiento y flotación de esferas discretas en un fluido estático, valores K1

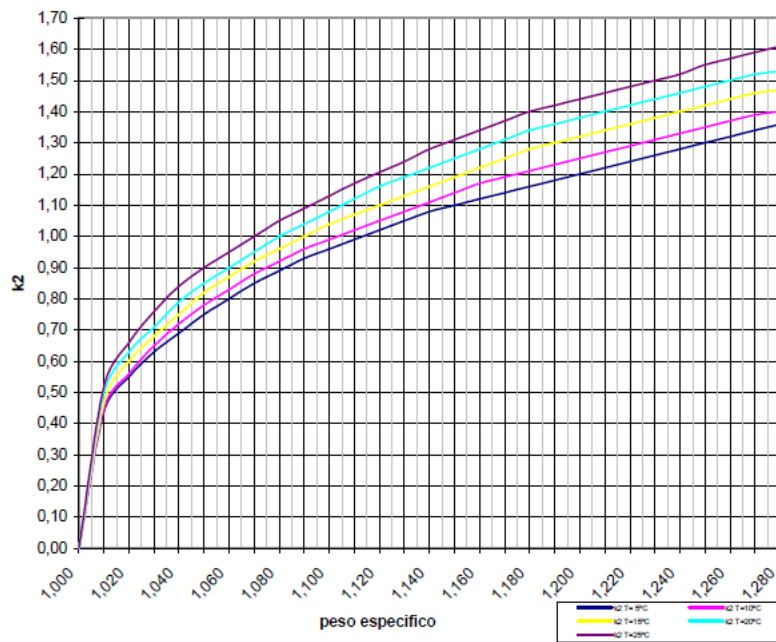


Figura 9-3: Velocidad de asentamiento y flotación de esferas discretas en un fluido estático, valores K2

9.2 Anexo B Hipótesis fundamentales para la decantación interferida de Klinch

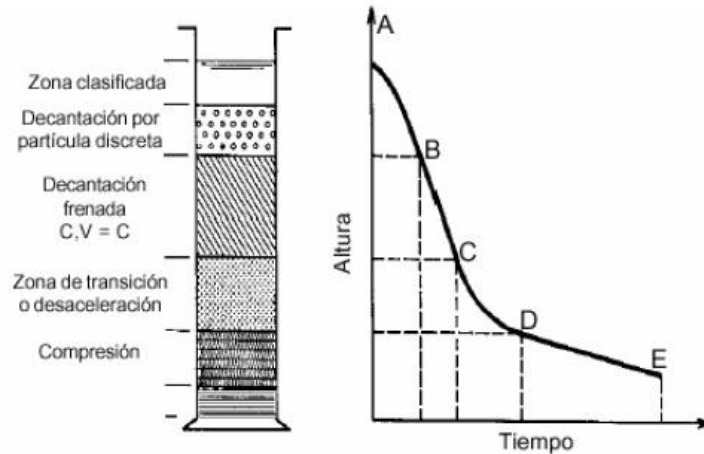


Figura 9-4: Decantación por caída interferida [13]

Al llenar una columna para el proceso de sedimentación producto de la altura de la columna y considerando diámetros adecuados para una suspensión floculenta con una elevada concentración, se tiene inicialmente una concentración uniforme en toda la altura de la columna (h_0). En diferentes tiempos se mide la altura de la capa superior de los lodos y se obtiene una curva tal como la que aparece en la figura 9-4, que tiene los siguientes rasgos:

- Zona A-B. La superficie de separación es muy definida. Esta es una fase de coalescencia de los flóculos seguida de una zona muy pequeña de decantación libre (en la mayoría de casos, esta primera zona no se produce).
- Zona B-C. Tiene una pendiente rectilínea. Corresponde a una velocidad de caída constante definida únicamente por el tipo de floculación y la concentración de las partículas. Al incrementarse la concentración inicial de las partículas disminuye la velocidad. A esta zona se la denomina decantación frenada.
- Zona C-D. En esta zona se produce la disminución progresiva de la velocidad de caída. Se denomina zona de desaceleración o transición.

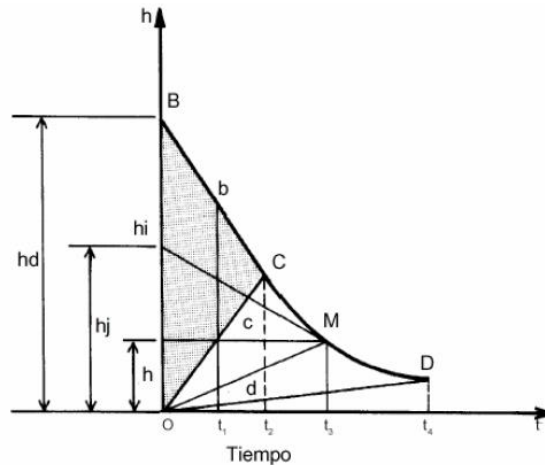


Figura 9-5: Análisis de la curva de sedimentación interferida [13]

· Zona D-E. En esta zona los flóculos se tocan y ejercen presión sobre las capas inferiores, puesto que están soportados por estas. Se le llama zona de compresión.

Al sedimentarse una suspensión concentrada no se produce la primera zona, se obtienen las alturas de separación de interfase como se indica en la figura 9-5.

En el triángulo BOC, la concentración y la velocidad de caída son constantes e iguales, respectivamente, a los valores iniciales en B. En el triángulo COD, las curvas de concentración son rectas que pasan por el origen, lo que significa que, desde los primeros momentos de la sedimentación, las capas más próximas al fondo se tocan y pasan por todas las concentraciones comprendidas entre la concentración inicial y la concentración al punto D, principio de la compresión.

9.3 Anexo C Sedimentador convencional

Diseño de tabiques difusores

Según Azevedo Netto (1972), los tabiques difusores deben cumplir los siguientes requisitos:

1. Debe hacerse un gran número de orificios pequeños.
2. La forma ideal es la circular y después la cuadrada. Si no hay remoción mecánica de lodos, los orificios más bajos deberán estar a $h/4$ ó $h/5$ por encima del fondo.
3. Los orificios más altos deberán estar a $h/5$ ó $h/6$ de la superficie del agua.
4. El tabique difusor deberá estar a 0,80 m de la pared frontal del sedimentador (espacio suficiente para la limpieza).

Hudson (1967), sugiere conservar el gradiente de velocidad que llega a la entrada del sedimentador, tanto en los canales de aducción de agua al sedimentador, como en los orificios de los tabiques o cortinas difusoras de entrada, cuando las hay. El valor de G en orificios se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$G = \sqrt{\frac{f \cdot v^3}{v \cdot 8R}} \quad (19)$$

En donde

f = Coeficiente que puede variar entre 0,02 y 0,04

v = Viscosidad cinemática

v = Velocidad del flujo en los orificios

R = Radio medio hidráulico Área/Perímetro y R para orificios es igual a $d/4$

(diámetro del orificio)

Escogido G , se puede hallar para el menor diámetro prácticamente elegible, el flujo por orificios que debe haber y, por tanto, el número de orificio.

Descripción estructura de salida

La figura 9-6 describe algunos de ellos, en el caso (b), la trayectoria de las partículas se tiene que la curvar va aumentando las posibilidades de arrastre. Los deflectores del viento que se incluyen en los casos (a), (d) y (e) penetran a poca profundidad dentro del agua, y su objetivo es evitar el oleaje que el viento produce y que puede acarrear considerable cantidad de flóculo hasta las canaletas o vertederos de salida.

Las canaletas (e) y (d) se diseñan con el propósito de disminuir la carga lineal sobre ellas. Pueden colocarse transversales al flujo, caso (e), o paralelas al flujo, caso (d).

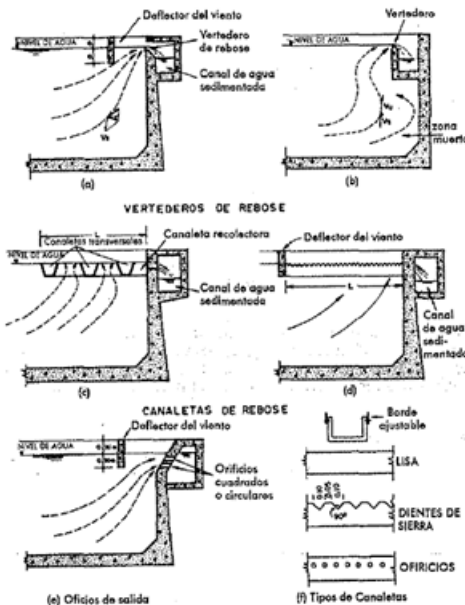


Figura 9-6: Estructura de salida en sedimentadores rectangulares [5]

La salida por orificios tiene la ventaja de no crear distorsión de las líneas de flujo en el sedimentador de ser una solución sencilla, y de producir un mínimo de pérdida de carga.

Hidráulica de la zona de salida

Cuando la salida se hace por orificios, generalmente éstos se encuentran sumergidos y, por tanto, se puede calcular el caudal con la fórmula:

$$Q = CA\sqrt{2 * g * \Delta h} \quad (25)$$

$A =$ Area del orificio (m)

$\Delta h =$ Perdida de carga en el orificio o diferencia de nivel (m)

$C =$ Coeficiente que varia entre 0,6 y 0,8

Cuando se usan canaletas de recolección, éstas pueden trabajar con descarga libre o con descarga sumergida como se muestra en la figura 9-7.

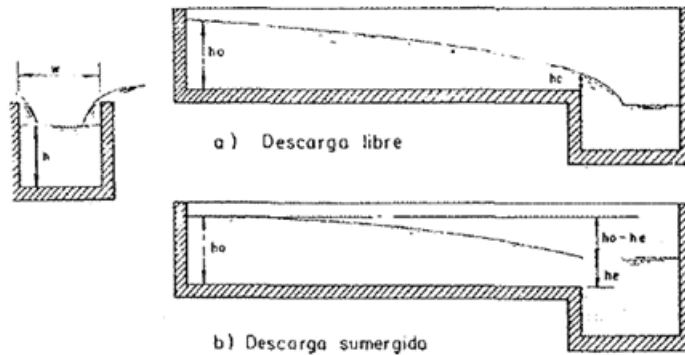


Figura 9-7: Canaletas para el agua decantada [5]

En el primer caso la altura crítica h_c , cuando la pendiente es igual a cero, es:

$$h_c^3 = \frac{Q^2}{gw^2} \quad (26)$$

Para descarga libre:

$$h_o = 1,73h_c \quad (27)$$

Reemplazando h_c , se obtiene:

$$Q = \frac{\sqrt{g}}{2,275} wh_o^{3/2} = 1,386wh_o^{3/2} \quad (28)$$

Donde:

$w =$ Ancho de la canaleta (m)

$h_o =$ Maximo nivel del agua en la canaleta (m)

$Q =$ Caudal ($\frac{m^3}{s}$)

Cuando la descarga es ahogada y h_e es la altura de ahogamiento, la expresión queda de la siguiente forma:

$$h_o = \sqrt{h_e^2 + \frac{2Q^2}{gw^2h^2}} \quad (29)$$

Despejando el caudal:

$$Q = 0,7\sqrt{gw^2h_o^2h - h_e^3gw^2} \quad (30)$$

9.4 Anexo D sedimentador laminar

Teoría sedimentación laminar

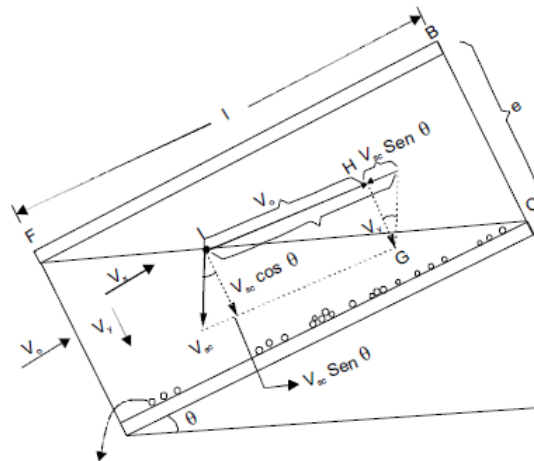


Figura 9-8: Trayectoria de una partícula en placas paralelas inclinadas [13]

Consideremos los triángulos FBC y HIG

$$\frac{e}{Vy} = \frac{l}{Vx} \quad (31)$$

Donde:

$$Vx = \frac{L}{e}Vy \quad (32)$$

Considerando la longitud relativa:

$$L = \frac{L}{e} \quad (33)$$

Se sustituyen los valores y se obtiene:

$$LVy = Vx \quad (34)$$

Las velocidades componentes de Vsc según los ejes X e Y son:

$$Vy = Vsc * Cos\theta \quad (35)$$

$$Vx = Vo - Vsc * Sen\theta \quad (36)$$

Reemplazando los valores de Vx y Vy se obtiene:

$$L(Vsc * Cos\theta) = Vo - Vsc * Sen\theta \quad (37)$$

Despejando Vsc se obtiene:

$$Vsc = \frac{Vo}{Sen\theta + Lcos\theta} \quad (38)$$

Yao [44] establece que:

$$S = \frac{Vsc}{Vo} (Sen\theta + Lcos\theta) \quad (39)$$

Se reemplaza

$$Vsc = \frac{SVo}{Sen\theta + Lcos\theta} \quad (40)$$

Tabla 9-2: Valores de S según el tipo de modulo [13]

Tipo de módulos	S
Placas planas paralelas	1
Tubos circulares	4/3
Tubos cuadrados	11/8
Placas onduladas paralelas	1,3
Otras formas tubulares	1,33-1,42

El parámetro S caracteriza la eficiencia del sedimentador y su valor crítico Sc para el caso de placas planas paralelas es 1. Cualquier partícula suspendida con $S > 1$ será teóricamente removida.

El valor de Vsc en las expresiones anteriores representa la velocidad de caída de la partícula crítica, equivalente a la que habría en un sedimentador convencional de flujo horizontal teóricamente de igual eficiencia.

Esto significa que si en un decantador convencional la carga superficial es $Vsc = Q/A$, en uno de flujo inclinado, para obtener la misma eficiencia teórica, la relación sería igual a:

$$V_{sc} = \frac{Q}{A_0 f} = \frac{Q}{A} \quad (41)$$

Donde:

$f = \text{Sen}\theta + \text{Lcos}\theta$, factor de área

$A_0 = \text{Área superficial perpendicular a las placas}$

$A = \text{Área superficial horizontal del decantador convencional}$

Sistema de salida

$$Q = 1,375 * b * h^{3/2} \quad (48)$$

Esta expresión se aplica a canaletas rectangulares de sección A_c

Haciendo: $h = b$; $Q = 0,486b^{2,5}$ y por lo tanto $b = 1,335Q^{0,4}$

Para tubos de diámetro d , la sección circular $A_o=0,785 A_c$ donde $Q = 1,38d^{2,5}$

Si la profundidad del flujo de agua inicial es 15% mayor de $\frac{1}{2} d$.

$$Q = 0,323d^{2,5} \quad (49)$$

$$d = 1,250Q^{0,4} \quad (50)$$

La altura del agua al comienzo del tubo es $h = 0,62d$ y la altura crítica al final del tubo es $h_c = 0,38d$.

El nivel máximo de agua en el canal central de recolección del efluente no debe ser mayor que el del centro de los tubos. En el caso que se empleen canaletas laterales, su descarga en el canal central también debe ser libre.

Numero de Reynolds

El número de Reynolds es calculado por la siguiente expresión:

$$Re = \frac{4 * Rh * V_o}{\mu} \quad (45)$$

Donde:

$Rh = \text{Radio hidráulico (cm)}$

$V_o = \text{Velocidad media del flujo de agua } \left(\frac{cm}{s}\right)$

$\mu = \text{Viscosidad } \left(\frac{cm^2}{s}\right)$

$$Rh = \frac{b \cdot d}{2(b+d)} \quad (46)$$

Donde

$b = \text{Ancho del modulo de sedimentación (cm)}$

$d = \text{Espaciamiento entre placas (cm)}$

9.5 Anexo E recursos hídricos

Antecedente pluviométrico

Tabla 9-3: Estaciones pluviométricas

SECTOR	COD_BNA	NOMBRE	VIGENCIA	UTM_ESTE	UTM_NORTE	ALTITUD	Nº AÑOS CON REGISTRO
TOCONAO	02500027-7	TOCONAO PUEBLO	VIGENTE	601953	7435956	2698	5
	02500015-3	TOCONAO RETEN	SUSPENDIDA	601376	7434668	2460	-
	02500016-1	TOCONAO EXPERIMENTAL	VIGENTE	602573	7435183	2500	>10
	02500026-9	TOCONAO QUEBRADA 4	VIGENTE	612782	7439076	3465	4
	02500025-0	TOCONAO QUEBRADA 1	VIGENTE	621742	7432239	3979	3
TALABRE	02500021-8	TALABRE	VIGENTE	613530	7421080	3300	>10
CAMAR	02500017-K	CAMAR	VIGENTE	606057	7410866	2700	>10
SOCAIRE	02500019-6	SOCAIRE	VIGENTE	613092	7390963	3251	>10
LEQUENA	02101001-4	RIO LOA ANTES REPRESA LEQUENA	VIGENTE	534963	7605223	3315	>10

Tabla 9-4: Correlaciones estaciones

MES	R2			
	Toc-Tal	Soc-Tal	Toc-Cam	Soc-Cam
enero	0,400	0,680	0,470	0,710
febrero	0,035	0,003	0,272	0,820
marzo	0,003	0,003	0,714	0,627
abril	0,027	0,002	0,800	0,010
mayo	0,031	0,084	0,953	0,595
junio	0,012	0,622	0,018	0,006
julio	0,006	0,006	1,000	0,827
agosto	0,010	0,008	0,000	0,856
septiembre	0,009	0,009	0,977	0,764
octubre	0,000	0,000	0,000	0,000
noviembre	0,000	0,000	0,000	0,000
diciembre	0,000	0,000	0,000	0,000
Promedio	0,059	0,157	0,578	0,580

Relleno de estadísticas

Para completar y extender las estadísticas de las estaciones pluviométricas se escogieron estaciones patrones para realizar correlaciones lineales. Las correlaciones se estimaron con los valores obtenidos de la ecuación de correlación:

$$y = ax + b \quad (51)$$

y = Valor de la precipitación media del día y año a ser rellenado (mm)

x = Valor de la precipitación media del día y año de la estación patron (mm)

a

= Constante que se desprende del grafico de dispersión entre la estación patron y la estación a rellenar

b

= Constante que se desprende del grafico de dispersión entre la estación patron y la estación a rellenar

Donde se utiliza como "x" el dato de la lluvia media del día y año de la estación patrón. Se complementa con tabla indicando los factores de la ecuación.

Se extienden los datos de las estaciones Toconao experimental y la estación de Socaire, para ello se ocupan los datos de la estación Camar, por ser la estación con el comportamiento más parecido a las estaciones de estudio.

Análisis fluviométrico

En la tabla se indica la ubicación, altitud y número de registros de la totalidad de las estaciones fluviométricas de la DGA que son de utilidad para el estudio de la cuenca.

Tabla 9-5: Estaciones fluviométricas

SECTOR	COD_BNA	NOMBRE	VIGENCIA	UTM_ESTE	UTM_NORTE	ALTITUD	N°AÑOS CON REGISTRO
TOCONAO	02500007-2	QUEBRADA DE JEREZ	VIGENTE	603059	7435186	2550	-
TALABRE	02500008-0	QUEBRADA DE TALABRE EN TUMBRE	VIGENTE	614258	7421089	3570	-
CAMAR	02500009-9	QUEBRADA DE CAMAR - VERTIENTE 1	VIGENTE	606187	7411222	2755	-
	02500010-2	QUEBRADA DE CAMAR - VERTIENTE 2	VIGENTE	606587	7411217	2730	-
SOCAIRE	02500005-6	CANAL CUNO EN SOCAIRE	VIGENTE	617424	7387864	3600	>10
LEQUENA	02101001-4	RIO LOA ANTES REPRESA LEQUENA	VIGENTE	534963	7605223	3315	>10

Trasposición de caudales

La trasposición se ha efectuado aplicando el dato del mes y año del caudal de la estación patrón.

$$\frac{Q_1}{P_1 * A_1} = \frac{Q_2}{P_2 * A_2} \quad (52)$$

Q_1 = Valor del caudal medio del mes y año a ser rellenado (m3/s)

Q_2 = Valor del caudal medio del mes y año de la estación patrón (m3/s)

P_1 = Precipitación media anual de la estación a ser llenado (mm)

P_2 = Precipitación media anual de la estación patrón (mm)

A_1 = Área de la cuenca a ser llenado (km²)

A_2 = Área de la cuenca patrón (km²)

Estaciones sedimentométricas

En la siguiente Tabla se indica la ubicación, altitud y número de registros de las estaciones sedimentométrica de la DGA que son de utilidad para el estudio de la cuenca.

Tabla 9-6: Estaciones sedimentométricas

SECTOR	COD_BNA	NOMBRE	VIGENCIA	UTM_ESTE	UTM_NORTE	ALTITUD	N°AÑOS CON REGISTRO
EL LOA	02101001-4	RIO LOA ANTES REPRESA LEQUENA	VIGENTE	534963	7605223	3315	>10
	02110001-3	RIO LOA EN ESCORIAL	VIGENTE	511262	7517871	2450	2
	02105002-4	RIO SALADO EN SIFON AYQUINA	VIGENTE	567491	7535007	2980	2

Trasposición de sedimentos

$$\frac{G_{S1}}{P_1 * A_1} = \frac{G_{S2}}{P_2 * A_2} \quad (53)$$

G_{S1} = Gasto sólido promedio en estación sedimentométrica de la estación de llenado

G_{S2} = Gasto sólido promedio en estación sedimentométrica de la estación patron

P_1 = Precipitación media anual de la estación a ser llenado (mm)

P_2 = Precipitación media anual de la estación patron (mm)

A_1 = Área de la cuenca a ser llenado (km²)

A_2 = Área de la cuenca patron (km²)

Para la trasposición de caudales se ocupará la información sedimentométrica entregada por la estación Rio Loa ante represa Lequena como estación patrón y para la precipitación media anual la estación Rio Loa ante represa Lequena. Para la estación de llenado se ocupa la estación fluviométrica quebrada de jerez y la estación pluviométrica Toconao experimental.

9.6 ANEXO F Sedimentadores de alta tasa

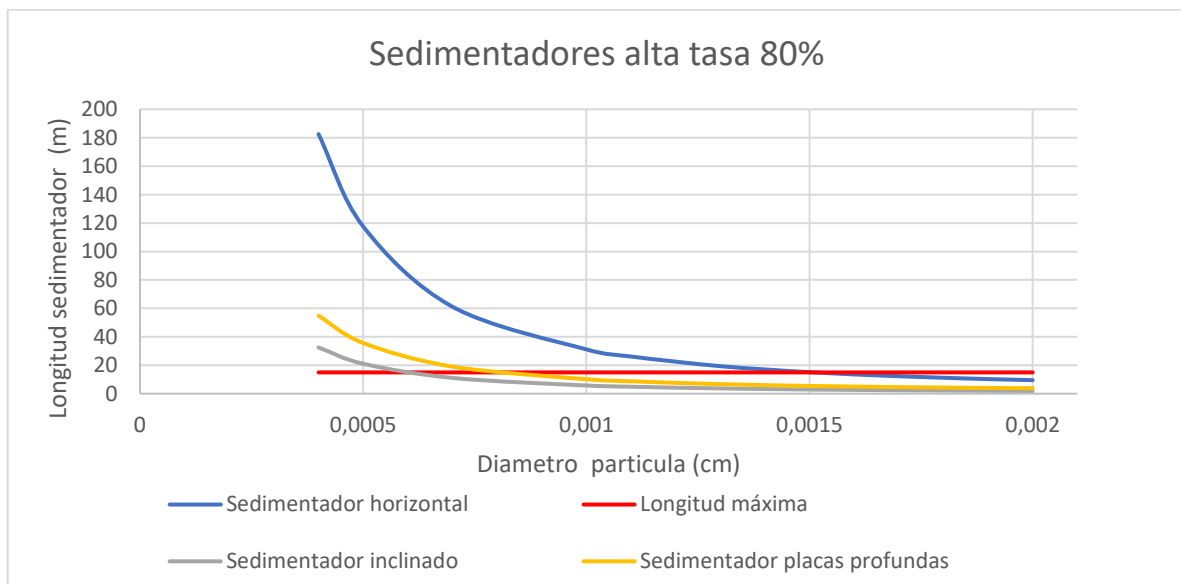


Figura 9-9: Longitud de sedimentadores VS diámetro de la partícula con eficiencias del 80%

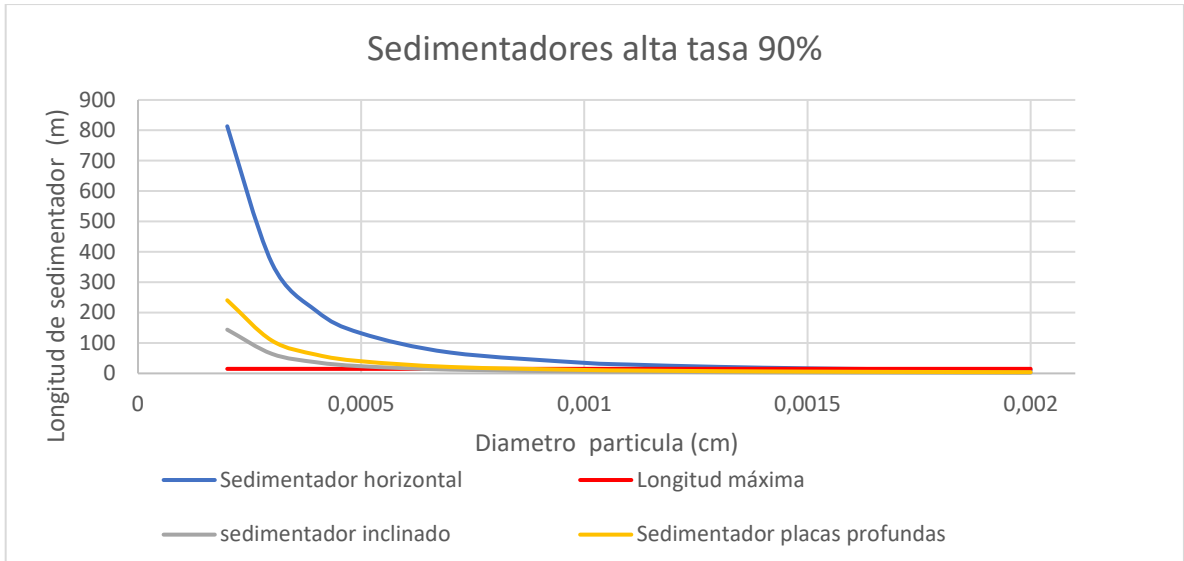


Figura 9-10: Longitud de sedimentadores Vs diámetro de la partícula con eficiencia del 90%

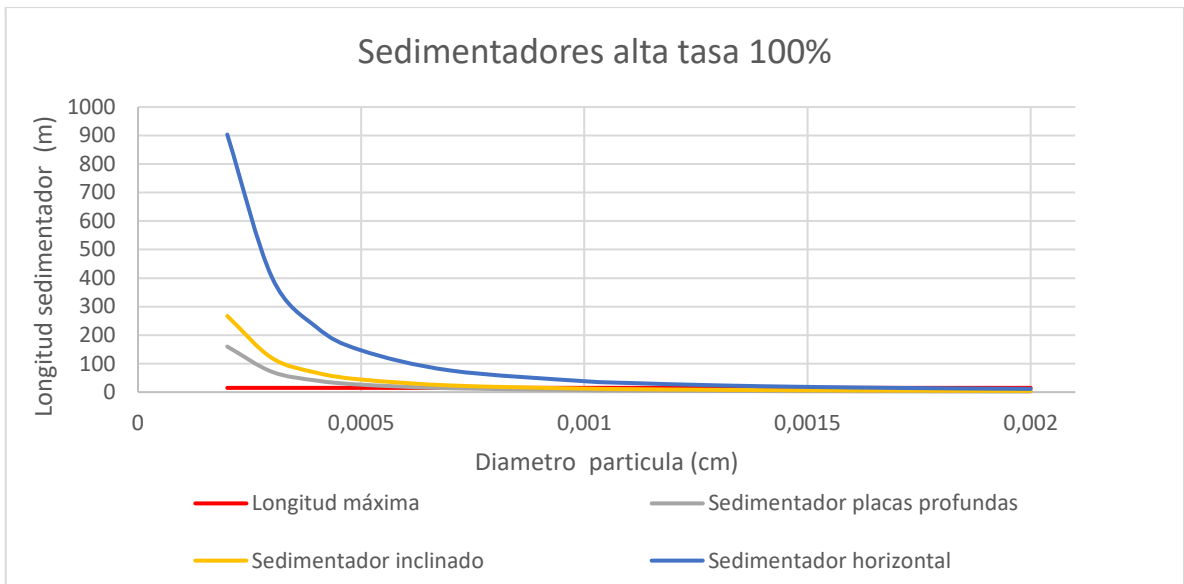


Figura 9-11: Longitud de sedimentadores VS diámetro de la partícula con eficiencia del 100%