



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

SUBPROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO TERMINAL IN EXTENSO
INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO DE LA
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES DE CDI ACUÑA COAHUILA

PARA OBTENER EL GRADO DE
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA SANITARIA

PRESENTA:

CARRASCO NESTOSO GRETTEL

DIRECTOR:
DR. ÓSCAR GONZÁLEZ BARCELÓ



DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

A M.P.C. y Su Hijo *con mucha humildad*

A Teodora y Efrén, mis padres:
por enseñarme que el
aprendizaje nunca termina y
demostrarme con su ejemplo
que las metas se logran sólo con
el trabajo y el esfuerzo
constante; y por estar siempre al
pendiente de mí y de mis
necesidades... Los amo!!!

A mis sobrinos: porque su
inocencia me inspira a ser
alguien mejor; y porque
también logren lo que se
propongan

A la UNAM: por las muchas
oportunidades de progreso que
ofrece

A mis hermanos: por sus porras
y por brindarme momentos
bonitos y recuerdos divertidos.

A mi tutor Dr. Óscar González
Barceló gracias por el tiempo
dedicado y por su disposición a
enseñar.

A mis amigos: sobre todo a
aquellos que me han visto
batallar durante la realización
de este trabajo

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Alcances	1

CAPÍTULO II. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1 Marco físico	4
2.2 Marco socioeconómico	5
2.3 Infraestructura existente	5

CAPÍTULO III. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.1 Caracterización de las aguas residuales	6
3.2 Normatividad relativa a descargas de aguas residuales a un cuerpo receptor	6
3.2.1 NOM-001-SEMARNAT-1996	6
3.3 Uso y sitio de disposición actual de las aguas residuales	8

CAPÍTULO IV. DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

4.1 Propuesta y descripción de las alternativas de tratamiento	9
4.2 Metodología para la evaluación de alternativas	11
4.3 Selección de la alternativa más adecuada	14

CAPÍTULO V. INGENIERÍA BÁSICA

5.1 Criterios de diseño	15
5.1.1 Población de Proyecto	15
5.1.2 Dotación	15
5.1.3 Aportación	16
5.1.4 Gasto mínimo	16
5.1.5 Gasto medio	16

5.1.6 Gasto máximo	16
5.2 Memoria de cálculo de gastos de diseño	17
5.3 Diseño del subsistema de pre tratamiento	18
5.3.1 Rejillas (zona de entrada)	18
5.3.2 Canal desarenador	20
5.3.3 Estructura de control (vertedor Sutro)	22
5.4 Diseño del subsistema de tratamiento primario	24
5.4.1 Diámetro del sedimentador circular	25
5.4.2 Volumen y altura del tanque	25
5.4.3 Canal colector (Zona de salida)	26
5.4.4 Estructura de control: vertedor de entrada	27
5.4.5 Línea de conducción y sistema de bombeo	29
5.5 Diseño del subsistema de tratamiento secundario	32
5.5.1 Filtro rociador con remoción de DBO y nitrificación	32
5.5.2 Diseño del sedimentador secundario	32
5.5.3 Requerimiento de recirculación en filtro rociador	34
5.5.4 Selección de tasa de rociado y velocidad de rotación en filtro rociador	36
5.5.5 Selección de tasa de lavado	36
5.5.6 Desnitrificación con lecho móvil	37
5.6 Propuesta de tratamiento del sistema de manejo de lodos	38
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES	40
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS	41
ANEXOS	
Anexo A Balance de masas	42
Anexo B Diagrama de procesos	46
Anexo C Arreglo general de la planta	46
Anexo D Diagrama dimensional de cada unidad de tratamiento	47

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La alta tasa de crecimiento poblacional de Ciudad Acuña en los últimos años ha causado un rezago dentro del contexto de infraestructura ambiental, particularmente en alcantarillado sanitario y saneamiento. Dentro del contexto de tratamiento de aguas residuales la comunidad se enfrenta ante una grave problemática ya que tan solo el 49 % de la población cuenta con el servicio de alcantarillado sanitario. De acuerdo a información proporcionada por la Secretaría de Salud en Ciudad Acuña, de las distintas enfermedades que se tienen detectadas, 13 de ellas se pueden relacionar con la falta de sistemas de alcantarillado sanitario y saneamiento adecuados. Por otro lado, en 1994 la Comisión Internacional de Límites y Aguas (CILA) entre México y los Estados Unidos elaboró un estudio en donde se concluyó que el tratamiento de las aguas residuales en ambos lados de la frontera a lo largo del Río Bravo era deficiente.

En atención a lo ya mencionado el Sistema Municipal de Aguas y Saneamiento (SIMAS) de Ciudad Acuña y la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento (CEAS) del Estado de Coahuila, promueven el Proyecto Integral de Saneamiento de Ciudad Acuña. Este proyecto contempla la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales para Ciudad Acuña, Coahuila, México.

La nueva planta reemplazará las lagunas de oxidación y estabilización que se encuentran azolvadas. Asimismo, la mancha urbana se ha extendido hasta unos cuantos metros de las lagunas, lo cual representa una serie de implicaciones de salud negativas. El proyecto comprende, en resumen, la clausura y estabilización de las lagunas de oxidación existentes.

El proyecto tendrá efectos transfronterizos positivos, ya que las descargas de la planta de tratamiento de aguas residuales serán vertidas a las aguas internacionales del Río Bravo. Por lo tanto, es evidente que el proyecto de saneamiento en Ciudad Acuña atenderá la inquietud externada por la CILA.

1.2 OBJETIVOS

- 1.- Analizar las diferentes opciones de tratamiento de agua residual para la selección de la alternativa más adecuada para el caso de Ciudad Acuña.
- 2.- Realizar la ingeniería básica del tren de aguas residuales (excepto desinfección); además se propone el sistema de manejo de lodos.

1.3 ALCANCES

El trabajo que se presenta a continuación consta de cuatro partes:

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO. En este tipo de proyectos de saneamiento se debe dar especial cuidado a la determinación de los datos básicos del proyecto -como la población futura, aportación de aguas residuales, etc, debido a que de estos factores depende la capacidad de la planta y consecuentemente la inversión y el financiamiento requerido para el proyecto, por lo que es muy importante no subdiseñarlas al grado de que en menos tiempo de lo previsto la obra sea insuficiente.

CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES. La caracterización de las aguas residuales permite determinar el nivel de tratamiento y las condiciones actuales del vertido en comparación con las normas oficiales mexicanas aplicables.

DESCRIPCIÓN Y ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO. En este capítulo se describen y analizan las propuestas de las alternativas de tratamiento para el agua residual de Ciudad Acuña, llegando finalmente a la elección de la alternativa más adecuada

INGENIERÍA BÁSICA. Una vez seleccionada la mejor alternativa se describe el proceso del diseño del tren de aguas (excepto desinfección) y la propuesta del manejo de lodos de la planta de tratamiento.

CAPÍTULO II CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1 MARCO FÍSICO

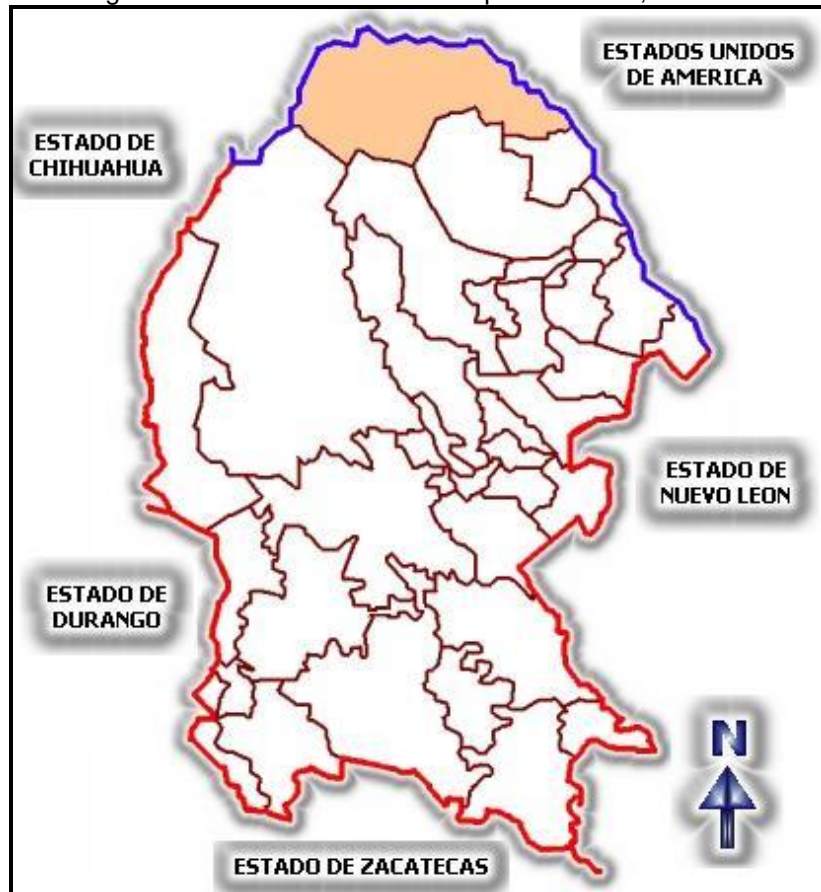
Localización

Ciudad Acuña se encuentra en el Municipio de Acuña, al norte del Estado de Coahuila. Ciudad Acuña colinda al norte con el Río Bravo, que sirve de límite con los Estados Unidos de América, y por lo tanto se ubica dentro de la zona fronteriza, definida como la franja de 100 km hacia ambos lados de frontera.

El municipio de Acuña se localiza en las coordenadas 102°54'00" longitud oeste y 28°58'00" de latitud norte, a una altura de 280 metros sobre el nivel del mar, con una superficie de 11,487.70 kilómetros cuadrados. Limita al norte con los Estados Unidos de Norteamérica; al sur con los municipios de Jiménez, Zaragoza y Múzquiz; al este con el municipio de Jiménez y los Estados Unidos de Norteamérica y al oeste con el municipio de Ocampo. (Figura 2.1)

Se encuentra a una distancia aproximada de 517 kilómetros de la capital del Estado.

Figura 2.1 Localización del Municipio de Acuña, Coahuila



Extensión

Cuenta con una superficie de 11,487.70 kilómetros cuadrados, por lo que representa el 7.58% del total de la superficie del Estado.

Hidrografía

Cuenta con el arroyo El Caballo que alimenta la presa de La Amistad. Al norte del municipio se localiza el Río Bravo, sirviendo como límite entre México y Estados Unidos.

El Río Bravo tiene como subcuencas intermedias a los arroyos El Caballo, El León y Palomos. Al sureste se encuentra la laguna El Centenario, la cual es compartida con el municipio de Jiménez.

Clima

Al norte del municipio se registran climas de subtipos secos, muy cálidos, al noreste subtipos muy secos y muy cálidos. La temperatura es de 20-22° centígrados; la precipitación anual se encuentra en el rango de los 300 a 400 mm y 440 a 500 mm, con régimen de lluvia en los meses de mayo, junio, julio, noviembre, diciembre y enero. Los vientos prevalecientes tienen dirección suroeste con velocidad de 34.5 km/h. La frecuencia anual de heladas en el municipio es de 20 a 40 días y de granizadas, de 1 a 2 días.

Características y uso del suelo

Se pueden distinguir 5 tipos de suelo en el municipio:

Xerosol.- Suelo de color claro y pobre en materia orgánica y el subsuelo es rico en arcilla o carbonatos con baja susceptibilidad a la erosión.

Regosol.- No presenta capas distintas, es claro y se parece a la roca que le dio origen. Su susceptibilidad a la erosión es muy variable y depende del terreno en el que se encuentre.

Litoral.- Es un suelo sin desarrollo con profundidad menor de 10 cm, de características muy variables según el material que lo forma. Su susceptibilidad a la erosión depende de la zona donde se encuentre, pudiendo ser desde moderada hasta alta.

Castañosen.- Es una capa superficial de color pardo; el subsuelo es rico en materia orgánica y acumulación de calcio y es moderadamente susceptible a la erosión.

Rendizina.- Tiene una capa superficial rica en materia orgánica que descansa sobre roca caliza y algún material rico en cal, es arcilloso y su susceptibilidad a la erosión es moderada.

Respecto al uso del suelo, la mayor parte del territorio municipal es utilizado para el desarrollo pecuario, siendo menor la extensión dedicada a la producción agrícola y al área urbana. En cuanto a la forma de tenencia de la tierra predomina el régimen de propiedad privada.

2.2 MARCO SOCIOECONÓMICO

Población Económicamente Activa por Sector

La población económicamente activa del municipio de Acuña se distribuye en los siguientes sectores:

Sector Económico	Porcentaje
Sector Primario	40
Sector Secundario	40
Sector Terciario	20

2.3 INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

Vivienda

De acuerdo con los resultados preliminares del Censo de Población y Vivienda 2000, efectuado por el INEGI, el municipio tiene 25,650 viviendas particulares. El promedio de ocupantes es de 4.29 por vivienda. Para la construcción usan block o ladrillo.

De acuerdo a los resultados que presentó el II Censo de Población y Vivienda en el 2005, en el municipio cuentan con un total de 30,584 viviendas de las cuales 28,591 son particulares y 1,993 son colectivas.

Servicios Públicos

La cobertura de servicios públicos de acuerdo a apreciaciones del Ayuntamiento es:

Servicio	Porcentaje
Agua potable	94
Alumbrado público	60
Drenaje	50
Seguridad pública	90
Pavimentación	28
Abasto	100
Rastros	85

En lo que respecta al saneamiento del agua, el municipio cuenta con lagunas de oxidación y estabilización con capacidad de 150 litros por segundo.

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

El tratamiento de las aguas residuales es un proceso complejo que exige un importante esfuerzo para la evaluación de las necesidades de depuración, como la caracterización de las aguas residuales. Esto último se logra a partir de diversas mediciones físicas, químicas y biológicas, entre las cuales se incluyen la determinación del contenido en sólidos, la demanda bioquímica de oxígeno, la demanda química de oxígeno y el pH.

La tabla 3.1 resume las características de las aguas residuales que se generan en la población (Domínguez Muñoz, 2000)

Tabla 3.1. Características de las agua residuales que se generan en la población

Parámetro	Unidad	Agua Cruda
Sólidos Totales (ST)	mg/l	750
Sólidos Disueltos Totales (SDT)	mg/l	500
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	mg/l	250
DBO _{5,20}	mg/l	250
DQO	mg/l	500
Nitrógeno Total	mg/l	40
Nitrógeno Orgánico	mg/l	15
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	25
Fósforo total	mg/l	8
Temperatura	°C	11.2 a 20

Las aguas residuales a tratar en la PTAR son predominantemente domésticas.

3.2 NORMATIVIDAD RELATIVA A DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A UN CUERPO RECEPTOR

Las normas técnicas que hacen posible la aplicación de las disposiciones legales sobre la materia están contenidas en un conjunto de normas oficiales mexicanas.

Las norma oficial mexicana sobre la materia es la: NOM-001-SEMARNAT-1996; su finalidad es prevenir y controlar la contaminación de los cuerpos receptores debido a vertidos de aguas residuales y es de observancia obligatoria para los responsables de las descargas.

Debido a que para este caso el cuerpo receptor será el Río Bravo, los parámetros especificados por las normas se presentan para el caso del río como cuerpo receptor. El siguiente subcapítulo es un resumen de dicha norma.

3.2.1 NOM-001-SEMARNAT-1996

Especificaciones:

- Establece la concentración de contaminantes básicos y tóxicos para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, estos últimos pueden ser ríos, embalses naturales y artificiales, aguas costeras, suelo y humedales naturales. La concentración de contaminantes puede variar dependiendo del uso del cuerpo receptor, ver tabla 3.2.

Tabla 3.2. Cuadro resumen de la norma oficial NOM-001-SEMARNAT-1996.

Límites máximos permisibles para contaminantes básicos

Parámetro	Ríos					
	uso público		uso en riego agrícola		Protección vida acuática	
	PM	PD	PM	PD	PM	PD
T °C	40	40	NA	NA	40	40
Materia flotante	a	a	a	a	a	a
Sólidos sedimen. (ml/l)	1	2	1	2	1	2
sólidos susp. Totales	75	125	100	175	40	60
DBO total	75	150	100	200	30	60
N Total Kjeldhal	40	60	40	60	15	25
P Total	10	20	10	20	5	10

Unidades en mg/l excepto en donde se indica. Este cuadro corresponde a la tabla 1 de la NOM.

PD = Promedio diario
 PM= Promedio Mensual
 A = ausente
 NA = No es aplicable

La numeración que tienen los cuadros en este resumen no corresponde a aquella con la que se publicaron en el Diario Oficial de la Federación

- El límite máximo permisibles para la concentración de contaminantes patógenos para las descargas de aguas residuales vertidas a cuerpos receptores es de 1000 y 2000, como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml, para el promedio mensual y diario, respectivamente.

Fecha para el cumplimiento

Para un intervalo de población mayor o igual a 2500 habitantes la fecha de cumplimiento será a partir de enero de 2010.

Las fechas de cumplimiento podrán ser acortadas por la CNA para un cuerpo receptor específico, siempre y cuando exista el estudio correspondiente que valide tal modificación.

La CNA podrá fijar condiciones particulares de descarga a cuerpos receptores, de manera individual o colectiva, que establezcan lo siguiente:

- 1) Nuevos límites máximos permisibles de descarga de contaminantes
- 2) Límites máximos permisibles para parámetros adicionales a los contemplados en la NOM-001-SEMARNAT-1996

El responsable de la descarga tendrá la obligación de realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales, analizando los parámetros señalados en función del cuerpo receptor. Asimismo, deberán conservar sus registros por lo menos durante tres años posteriores a la toma de muestras.

El responsable de la descarga podrá estar exento de realizar el análisis de laboratorio de alguno o varios de los parámetros de contaminantes que se señalan en la NOM-001-SEMARNAT-1996, cuando demuestre que no genera dichos contaminantes, manifestándolo por escrito a la CNA. La citada autoridad podrá verificar la presencia o ausencia de dichos parámetros en la descarga en cuestión, cuando los responsables de las descargas pretendan realizar cambios significativos en su proceso productivo y estos modifiquen, adicionen o eliminen la presencia de parámetros en las descargas en cuestión.

Los responsables de la descarga deben manejar, estabilizar y disponer de manera segura los lodos primarios, biológicos y químicos, así como las basuras, arenas, grasa y aceites y otros subproductos del tratamiento de las aguas residuales.

De acuerdo con esta norma y dadas las características del agua residual de la Tabla 3.1 se requerirá un tratamiento para remover los sólidos suspendidos totales y el nitrógeno y fósforo total.

3.3 USO Y SITIO DE DISPOSICIÓN ACTUAL DE LAS AGUAS RESIDUALES

El 89% de las aguas residuales van a las lagunas de oxidación. Dichas aguas residuales se vierten al cuerpo receptor río Bravo.

El río Bravo abastece de agua para uso doméstico e industrial a las ciudades fronterizas de México y Estados Unidos.

Las actividades económicas principales en las que se utiliza el agua del Río Bravo son: pesca deportiva y comercial, industria maquiladora, turismo, comercio, agricultura y ganadería. También se utiliza este recurso para abastecimiento de agua y riego.

En el reporte de USGS (U.S. Geological Survey) sobre calidad de agua en el Río Grande (Río Bravo) se establece que en general la calidad de agua se deteriora aguas abajo de la cuenca, principalmente debido a flujos de retorno agrícola, deficiencias en tratamiento de aguas negras y en uso extensivo agrícola en la parte baja del río. En el tramo que va de la presa Amistad (la cual se encuentra en el municipio de Acuña) a la presa Falcón se determinaron altos contenidos de bacterias y nutrientes (amoníaco y fósforo). Se ubica

como responsables de la contaminación principalmente a las aguas negras no tratadas y a los flujos de retorno agrícola.

Debido a que la descarga del agua residual será al Río Bravo los límites máximos permisibles para contaminantes básicos que se tomarán en cuenta para el diseño de las unidades serán los indicados en la tabla 3.2 para protección de vida acuática (Promedio mensual).

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

4.1 PROPUESTA Y DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

Para la planta de tratamiento de aguas residuales de Ciudad Acuña, Coahuila se evaluaron cuatro alternativas de tratamiento, incluyendo la alternativa de no acción.

Alternativa 1 – Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales con filtros biológicos y lecho móvil

Los filtros percoladores producen un efluente de buena calidad, aunque en ocasiones se limitan a cumplir con las normas de nivel secundario (es decir, DBO y SST iguales a 30 mg/l). Una de las principales desventajas de los filtros percoladores, en comparación con las zanjas de oxidación, es que los filtros requieren de sedimentación primaria, elemento que incrementaría el costo del proyecto y la complejidad de las operaciones. Asimismo, la sedimentación primaria tiende a provocar malos olores.

Las principales ventajas del proceso con filtros percoladores son:

- Aplicables a instalaciones nuevas o para modernización de plantas existentes que cuenten con filtros percoladores.
- Capaz de alcanzar consistentemente un efluente de muy alta calidad (<20 mg/l DBO y SS)
- Proceso relativamente sencillo
- Bajo costo y técnica de modernización confiable
- Se pueden diseñar para que haya desnitrificación

Las principales desventajas de este proceso son:

- Se requiere de clarificación primaria
- Se requiere de bombeo para alimentar al filtro percolador
- Posibilidad de generar malos olores en los clarificadores primarios, el filtro percolador y las instalaciones de manejo de lodos residuales
- Requerimientos de operación y mantenimiento moderados, es necesario contar con un operador capacitado.

En los filtros percoladores se hará una nitrificación, obteniéndose nitratos, los cuales son también considerados como contaminantes, por lo que habrá que convertir dichos nitratos a gas nitrógeno; para lograr lo anterior será necesario un proceso de desnitrificación, proceso que se llevará a cabo en un *lecho móvil*.

El principio básico del proceso de *lecho móvil* es el crecimiento de la biomasa en soportes plásticos que se mueven en el reactor biológico mediante la agitación generada por sistemas de aireación (reactores aerobios) o por sistemas mecánicos (en reactores anóxicos o anaerobios). Los soportes son de material plástico con densidad próxima a 1gr/cm³ que les permite moverse fácilmente en el reactor incluso con porcentajes de llenado del 70%.

Ventajas frente a procesos biológicos convencionales:

- Reducción de volumen del reactor biológico por empleo de un soporte que proporciona una superficie específica elevada.
- Son procesos con gran flexibilidad ya que en función del porcentaje de soporte plástico empleado en el reactor, se recomienda no superior al 70%, se consigue modificar la superficie y en consecuencia la eficiencia del proceso.
- No requiere recirculación de biomasa al reactor. Esto da lugar a que la biomasa no dependa de la separación final del fango y en consecuencia de problemas habituales encontrados en procesos convencionales de lodos activados relacionados con la sedimentabilidad del lodo.
- La operación y control de este tipo de procesos son sencillos.
- Experimentalmente se ha constatado que las tasas de nitrificación y desnitrificación en este tipo de procesos son superiores a las obtenidas en los procesos convencionales.

Las unidades de proceso incluyen lo siguiente:

Tren de Aguas

Pretratamiento, cárcamo de entrada, sedimentador primario, lecho móvil, proceso biológico, sedimentador secundario y tanque de cloración.

Tren de Lodos

Espesador de lodos, Digestor aerobio, y lechos de secado o filtros prensa.

Alternativa 2 – Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales con Zanjas de Oxidación.

La zanja de oxidación no requiere de clarificación primaria, aunque sí es necesario un pretratamiento. Al no instalarse un clarificador primario, tanto el costo de inversión como el de operación y mantenimiento se reducen considerablemente. Asimismo, los clarificadores primarios tienden a crear problemas de malos olores y a incrementar la complejidad de la operación de manejo de los lodos residuales, y en consecuencia la de toda la planta.

La zanja de oxidación puede producir efluente de muy alta calidad. Asimismo, se puede remover el nitrógeno haciendo mejoras y modificaciones relativamente menores a la modalidad de operación.

Algunas de las principales ventajas del proceso con zanjas de oxidación son las siguientes:

- Baja producción de lodos residuales
- Excelente funcionamiento

- Alta confiabilidad
- Posibilidad de remoción del nitrógeno
- Costo inicial relativamente bajo
- Se pueden diseñar con remoción biológica de fósforo y nitrógeno

Las principales desventajas del proceso son:

- Requerimientos de mantenimiento relativamente altos para los aireadores
- Posibilidad de aumento de los lodos debido a la desnitrificación en el clarificador final
- Se requiere un operador capacitado y monitoreo rutinario

Su tren de proceso consiste en los siguientes componentes:

Pretratamiento, zanjas de oxidación, clarificador o sedimentador secundario circular, cloración en tanque de contacto, recirculador de los lodos, espesador de lodos, y lechos de secados o filtros prensa.

Alternativa 3 – Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales con Lagunas de Oxidación.

El tren principal de esta alternativa comprende: Pretratamiento, laguna anaerobia, laguna facultativa y laguna de maduración.

Las ventajas del sistema de lagunas son las siguientes:

- Se requieren habilidades operativas mínimas
- Baja inversión de capital, si no es necesario comprar terrenos o hacer obras de terraplén
- Muchas formas de modernización disponibles, reduciendo la inversión de capital al contar ya con las lagunas
- Disposición de lodos solamente a intervalos de varios años

Las desventajas de esta tecnología son:

- Necesidad de terrenos amplios
- Las lagunas facultativas de flujo continuo (tradicionales) no cumplen con las estrictas normas para el efluente durante la temporada de calor
- Las lagunas pueden afectar el agua subterránea si no se instala un recubrimiento adecuado o si el recubrimiento está dañado
- La mayoría de las lagunas descargan hacia arroyos pequeños en los cuales se ve comprometida la calidad del agua, por lo cual podrían requerir de modernización
- No resuelve el problema de la integridad estructural
- Difícil escalonar la secuencia de la construcción.

Alternativa 4 – No realización del proyecto.

Esta alternativa no se consideró factible, dadas las deficiencias en las lagunas existentes y las altas concentraciones de contaminantes que son vertidos al Río Bravo.

4.2 METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS

Para este proyecto se eligió el método de análisis jerárquico propuesto por Thomas Saaty. Se trata de un procedimiento de comparación por pares de los criterios, que parte de una matriz cuadrada en la cual el número de filas y columnas está definido por el número de criterios a ponderar. Así se establece una matriz de comparación entre pares de criterios, comparando la importancia de cada uno de ellos con los demás, posteriormente se establece el vector principal o eigen vector principal, el cual establece los pesos (w_j) que a su vez proporciona una medida cuantitativa de la consistencia de los juicios de valor entre pares de factores (Saaty, 1980:17). La escala de medida que se emplea en este método y que estima el coeficiente a_{ij} , ha surgido de 28 escalas alternativas que se ensayaron y es la siguiente (Barba-Romero y Pomerol, 1997:):

a_{ij} vale	cuando el criterio i al compararlo con j es
1	Igualmente importante
3	Ligeramente más importante
5	Notablemente más importante
7	Demostrablemente más importante
9	Absolutamente más importante

Una vez establecidos los juicios de valor en la matriz de comparación por pares, el procedimiento establece el cálculo del eigen vector principal de la matriz, el cual representa el orden de prioridad de los factores (éstos se indican para los ubicados en las filas). El procedimiento más usual para obtener consiste en primer lugar en obtener los valores de la matriz de comparación normalizados por columnas, esto es $Na_{11}=a_{ij}/\sum a_{ij}$. Así el valor normalizado para cada celda se obtiene a partir del cociente entre cada valor (a_{ij}) y el valor de la sumatoria de cada columna. Posteriormente los valores normalizados se suman por filas obteniendo así el eigen vector principal (vp), el cual se normaliza dividiendo cada uno de los valores de dicho vector entre n (número de factores), obteniendo de esta manera el eigen vector principal normalizado (vpn) que representa los pesos (w_j) de cada factor.

Por último la importancia de este método también radica en que, luego de la asignación de los pesos, otorga una medida global de consistencia de la matriz, que permite valorar la relación de los criterios entre sí determinando su coherencia y pertinencia.

El valor que ofrece este procedimiento para el cálculo de la consistencia es la razón de consistencia (c.r.), dicho valor se establece a partir del cociente entre el valor del índice de consistencia (c.i.) y el índice aleatorio (r.i.), concretándose así que para valores de c.r. mayores o iguales 0.10 los juicios de valor deben ser revisados, ya que no son lo suficientemente consistentes para establecer los pesos (w_j). Si por el contrario el c.r. es inferior a 0.10 se pueden considerar satisfactorios los juicios de valor asignados.

El c.i. es un valor obtenido a partir del valor máximo ($\lambda_{m\acute{a}x}$) de la manera siguiente:

$$c.i = \frac{\lambda_{max} - n}{n - 1}$$

Siendo n el número de factores en la matriz de comparación, mientras que el valor del vector máximo ($\lambda_{m\acute{a}x}$) se obtiene a partir del producto del vector principal normalizado por la matriz de comparación de factores. Así se obtiene un nuevo vector, en el cual se dividen cada uno de sus componentes entre su correspondiente en el vector principal normalizado, obteniendo un segundo nuevo vector, en el cual se suman sus componentes y se dividen posteriormente entre n , obteniendo así el vector máximo ($\lambda_{m\acute{a}x}$), éste se utiliza en la estimación de la consistencia como un reflejo de la proporcionalidad de las preferencias implícitas en los juicios de valor asignados, así mientras más próximo sea $\lambda_{m\acute{a}x}$ a n , más consistente será el resultado de la matriz de comparación.

Por otro lado el r.i. representa el índice de consistencia de una matriz recíproca generada aleatoriamente a partir de una escala de 1 a 9, con juicios de valor recíprocos y diagonal igual a 1.

Comparando las tres alternativas (excepto la de no realizar el proyecto) mediante una matriz de evaluación en la que se consideraron los siguientes seis criterios:

- A. Efectividad en materia de costos
- B. Consideraciones ambientales
- C. Posibilidad de ampliación a futuro
- D. Cumplimiento con requisitos más estrictos de la C.N.A.
- E. Facilidad de operación
- F. Aceptación del público.

La tabla 4.1 presenta los pesos otorgados en la comparación entre criterios y la suma de los valores de los criterios. Cabe destacar que en este procedimiento la matriz que se produce es recíproca, es decir, los valores asignados a ambos lados de la diagonal son inversos, siendo esto lógico si consideramos que el factor C es 2 veces más importante que A, entonces A será en este caso $\frac{1}{2}$ veces menos importante que C. La tabla 4.2 presenta la matriz normalizada y la obtención del eigen valor.

Criterios	A	B	C	D	E	F
A	1	1/5	1/2	1/9	1/3	1/2
B	5	1	3	1/3	2	2
C	2	1/3	1	1/7	1/2	2
D	9	3	7	1	7	7
E	3	1/2	2	1/7	1	3
F	2	1/2	1/2	1/7	1/3	1
suma	22.00	5.53	14.00	1.87	11.17	15.50

Criterios	A	B	C	D	E	F	vector principal (vp)	vp normalizado	Mn x vpn	eigen valor	
A	0,05	0,04	0,04	0,06	0,03	0,03	0,24	0,04	0,25	6,17	
B	0,23	0,18	0,21	0,18	0,18	0,13	1,11	0,18	1,02	5,51	
C	0,09	0,06	0,07	0,08	0,04	0,13	0,47	0,08	0,48	6,13	
D	0,41	0,54	0,50	0,53	0,63	0,45	3,06	0,51	3,28	6,42	
E	0,14	0,09	0,14	0,08	0,09	0,19	0,73	0,12	0,76	6,24	
F	0,09	0,09	0,04	0,08	0,03	0,06	0,39	0,06	0,39	6,03	
suma	1	1	1	1	1	1					
$\lambda_{\text{máx}} =$	6,42										
n=	6										
ci=	0,084										
ri=	1,24	(matriz de orden 6)									
cr=	0,07	<0.1									

Igualmente para las alternativas se analizaron la totalidad de las comparaciones con cada criterio, obteniéndose una matriz que resume el peso de las alternativas con respecto a cada criterio (Tabla 4.3)

criterios/ Alternativas	A	B	C	D	E	F
1	0.122	0.556	0.458	0.490	0.115	0.106
2	0.230	0.354	0.416	0.451	0.182	0.260
3	0.648	0.090	0.126	0.059	0.703	0.633

El vector de pesos compuestos final tendrá una dimensión de 1 por m, siendo m el número de alternativas de decisión en el último nivel de jerarquía. La puntuación total R_i para cada alternativa (i) se calcularía por tanto:

$$R_i = \sum_k w_k r_{ik}$$

Donde w_k es el vector de prioridades (pesos) asociado a cada elemento k de la estructura jerárquica de criterios, la suma w_k es igual a 1 y r_{ik} es el vector de prioridades obtenido al comparar las alternativas con cada criterio.

Finalmente se ordenan las alternativas en función del valor R alcanzado, siendo la más adecuada el que tenga el valor más alto. La tabla 4.4 presenta los resultados de los valores alcanzados por cada alternativa.

Tabla 4.4 Vector de pesos compuestos final

Alternativa	R
1	0,415
2	0,376
3	0,209

4.3 SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS ADECUADA

El estudio ilustra que técnicamente la alternativa más eficiente, dadas las características de la localidad, es la correspondiente a los filtros biológicos y lecho móvil, esto se debe básicamente por la experiencia obtenida en plantas de este tipo que se encuentran operando y a la confiabilidad que otorgan.

De la cuantificación de las soluciones propuestas, es evidente la gran diferencia económica en la inversión que se requiere para implementar una planta intensiva en comparación con los tratamientos extensivos. Esto se puede explicar fundamentalmente debido a la metodología de diseño y estructura de las plantas compactas (filtros biológicos), lo que demanda equipos e instalaciones de mayor envergadura. Como contraparte el tratamiento por medio de zanjas y sobre todo el de lagunas basan su costo en la adquisición de terreno, lo que hacen a estas alternativas más competitivas dadas la situación de las comunas estudiadas.

Sin embargo, ya que el principal objetivo de este proyecto es resolver los problemas ambientales, la falta de capacidad de las lagunas y el incumplimiento de la normatividad que enfrenta la población de Ciudad Acuña, **la alternativa No.1 es la mejor solución** para las deficiencias anteriores desde el punto de vista ambiental y de salud pública.

CAPÍTULO V DISEÑO DE LA INGENIERÍA BÁSICA

5.1 CRITERIOS DE DISEÑO

5.1.1 POBLACIÓN DE PROYECTO

La población de proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del período de diseño del sistema de agua potable y alcantarillado.

Esta población futura se estima a partir de datos censales históricos, las tasas de crecimiento, los planes de desarrollo urbano, su característica migratoria y las perspectivas de su desarrollo económico.

Existen varios métodos de predicción de la población de proyecto, como el Método de crecimiento por comparación y el Método de ajuste por Mínimos Cuadrados. Para el caso del presente proyecto se seleccionó el Método de crecimiento por comparación.

Para determinar la tasa de crecimiento de la población entre dos datos de censos dados o bien para el año “ t_{i+1} ”, se utiliza la siguiente ecuación:

$$TC\% = \left[\left(\frac{P_{i+n}}{P_i} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \right] * 100 \quad (1)$$

Donde:

TC = tasa de crecimiento

P_{i+n} = Población en n años después

P_i = Población conocida al inicio del período (año i) en habitantes

n = Número de años entre la población P_{i+n} y la población P_i

Sustituyendo en la ecuación (1) los datos de población de Ciudad Acuña (P_i y P_{i+n}) correspondientes a información del INEGI para los años 2005 y 2009 respectivamente.

$$TC\% = \left[\left(\frac{137,619}{129,217} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] * 100 = 3.2$$

(El período de diseño es de 15 años)

$$P_{i+n} = P_i[1 + TC]^n$$

$$P_{2024} = 137,619[1 + 0.032]^{17}$$

$$P_{2024} = 235,089 \text{ hab}$$

La población a tomar en cuenta para el año 2024 es de 235,089 habitantes

5.1.2 DOTACIÓN

La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual; sus unidades están dadas en l/hab/día. Es usada como un parámetro que sirve para determinar los gastos que deberán considerarse en el diseño de los elementos del sistema.

5.1.3 APORTACIÓN

Es el volumen diario de agua residual que se entregará a la planta de tratamiento. La mayoría de los autores e investigadores están de acuerdo en que la aportación es un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen del líquido que no tributa a la red de alcantarillado, como el utilizado para el consumo humano, riego de jardines, lavado de coches, etc.

Considerando lo anterior, se adopta como aportación de aguas negras el 75% de la dotación de agua potable (en l/hab/día), considerando que el 25% restante se consume antes de llegar a las atarjeas.

Al igual que en los consumos, el cálculo de las aportaciones se realiza para las condiciones actual y futura de la localidad.

5.1.4 GASTO MÍNIMO

El gasto mínimo (Q_{\min}) es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto. Se acepta que este valor es igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{\min} = 0.5Q_{\text{med}} \quad (5)$$

5.1.5 GASTO MEDIO

Es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas negras se calcula:

$$Q_{\text{med}} = \frac{A_P * P}{86400} \quad (6)$$

Donde:

Q_{med} = Gasto medio de aguas negras en l/s

A_P = Aportación de aguas negras en l/hab/día

P = Población, en número de habitantes

86,400 = segundos/ día

5.1.6 GASTO MÁXIMO

Es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se consideran criterios ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar.

Dicho gasto se obtiene a partir del coeficiente de Harmon (M):

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (7)$$

Donde P es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada en miles de habitantes.

Este coeficiente de variación máxima instantánea se aplica considerando que:

- En tramos con una población acumulada menor a los 1,000 habitantes, el coeficiente M es constante e igual a 3.8
- Para una población acumulada mayor que 63,454 el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la Ley de variación establecida por Harmon

Así, la expresión para el cálculo del gasto máximo es:

$$Q_{\text{Minst}} = MQ_{\text{med}} \quad (8)$$

Donde:

Q_{Minst} = Gasto máximo, en l/s

M = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea

El *Gasto Máximo Extraordinario* es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forma parte de las descargas normales, como por ejemplo: escurrimientos de aguas pluviales de bajadas de azoteas, patios o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. Este gasto es el utilizado para el cálculo de las redes de drenaje y la revisión de la velocidad de escurrimiento. Se define con la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{ME}} = \text{F.S.} \cdot Q_{\text{MI}}$$

Q_{ME} : Gasto Máximo Extraordinario

Q_{MI} : Gasto Máximo Instantáneo

F.S. Coeficiente de seguridad que puede tomar valores de 1 cuando no hay ingreso de aportación proveniente de edificios ó 1.5 en el caso contrario

5.2 MEMORIA DE CÁLCULO DE GASTOS DE DISEÑO

El período de diseño será de 15 años

Proyección de población al año 2024: 235,089 Habitantes

Dotación Media por habitante: 333 l/hab/día (Domínguez Muñoz, 2000)

Aportación: 250 l/hab/día (se considera un porcentaje de descarga de agua residual de 75%)

GASTO MEDIO

Utilizando la ecuación (6):

$$Q_m = \frac{235,089 \text{ Hab} \left(250 \frac{\text{l}}{\text{hab. día}} \right)}{86400 \text{ s}^{\text{S}}/\text{d}} = 680.0 \text{ l/s}$$

GASTO MÁXIMO

De acuerdo a la ecuación (7)

$$M = 2.17$$

$$Q_{\max} = 2.17 * 680.2 \text{ l/s} = \mathbf{1,476 \text{ l/s}}$$

$$\text{Gasto Máximo Extraordinario: } Q_{ME} = 1.5 * 1,476 \text{ l/s} = \mathbf{2,214 \text{ l/s}}$$

GASTO MÍNIMO

Debido que la población es mayor de 2500 habitantes se utiliza la ecuación (5):

$$Q_{\min} = 0.5 * 680 \text{ l/s} = \mathbf{340 \text{ l/s}}$$

5.3 DISEÑO DEL SUBSISTEMA DE PRETRATAMIENTO

5.3.1 REJILLAS (ZONA DE ENTRADA)

Para este caso, lo óptimo sería diseñar rejillas de limpieza mecánica, por lo que se recomienda (Metcalf y Eddy, 2003):

Inclinación respecto al plano horizontal: entre 60° y 90°

Abertura entre barras de rejillas: 6 a 38 mm (0.25 a 1.5 pulgadas)

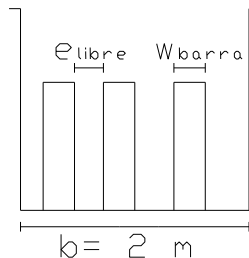
Velocidad a través de rejillas: Menor de 1.2 m/s y de preferencia mayor de 0.60 m/s.

Velocidad en canal de llegada a rejilla: Mayor o igual que 0.45 m/s para caudal medio para una adecuada retención de material en las rejillas y para evitar sedimentación de material antes de rejillas.

Velocidad máxima, a través de rejillas, de 0.90 m/s para Q máximo para evitar paso de fibras.

Dimensionamiento

Se propone un ancho de plantilla “b” de 2 m



$$b = n_{\text{barras}} (e_{\text{libre}} + W_{\text{barra}}) + e_{\text{libre}} \quad ; \quad n_{\text{barras}}: \text{ número de barras en la rejilla}$$

e_{libre} : espacio entre barras
 W_{barra} : espesor de la barra

Se proponen barras rectangulares de 1 pulgada y $e_{\text{libre}} = 0.02 \text{ m}$

Despejando de la ecuación anterior " n_{barras} "

$$n_{barras} = \frac{b - e_{libre}}{e_{libre} + w_{barra}}$$

Sustituyendo datos

$$n_{barras} = \frac{2 \text{ m} - 0.0254 \text{ m}}{0.02 + 0.0254} = 43.5 = \mathbf{44 \text{ barras}}$$

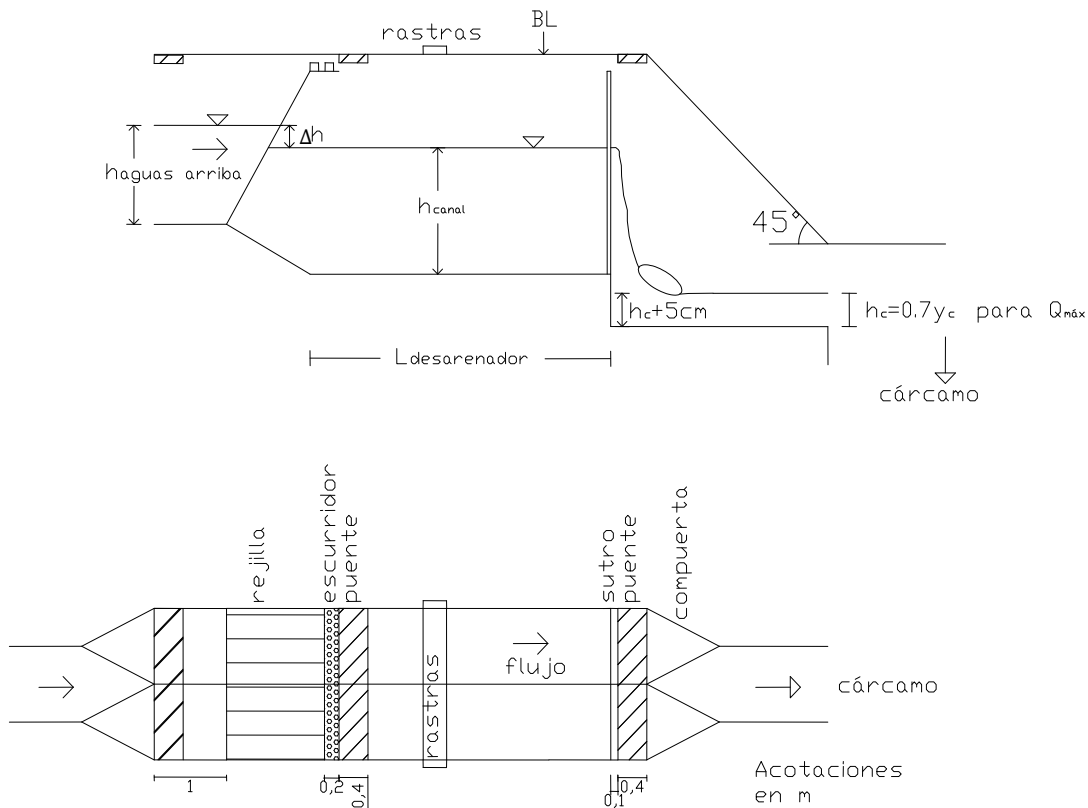
Recalculando e_{libre} :

$$e_{libre} = \frac{b - n_{barras} W_{barra}}{1 + n_{barra}}$$

$$e_{libre} = \frac{2 \text{ m} - 44 \text{ barras} (0.0254 \text{ m})}{1 + 44 \text{ barras}} = 0.0196 \text{ m} = \mathbf{20 \text{ mm}}$$

Las rejillas tendrán 44 barras y habrá 44 espacios libres de 20 mm y ancho de barra de 25 mm

Tirante de llegada



Para conocer el tirante de llegada ($h_{aguas arriba}$) se requiere calcular el Área de paso (A_p) entre la rejilla, se necesita el gasto máximo ($Q_{máx}$) y la velocidad máxima entre las rejillas ($v_{máx}$).

La velocidad máxima recomendada es de 0.9 m/s

El área de paso se define

$$A_p = \frac{Q_{\max}}{v_{\max}}$$

$$Q_{\max} = 0.738 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_p = \frac{0.738 \text{ m}^3/\text{s}}{0.9 \text{ m/s}} = 0.82 \text{ m}^2$$

Para calcular el tirante de llegada se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{\text{paso}} = e_{\text{libre}} * (n_{\text{barras}} + 1) * h_{\text{llegada}}$$

$$h_{\text{llegada}} = \text{tirante de llegada (aguas arriba)}$$

Despejando h_{llegada} la ecuación queda:

$$h_{\text{llegada}} = \frac{A_{\text{paso}}}{e_{\text{libre}} * (n \text{ barras} + 1)}$$

$$h_{\text{llegada}} = \frac{0.82 \text{ m}^2}{0.020 \text{ m} * (44 \text{ barras} + 1)}$$

$$h_{\text{llegada}} = \mathbf{0.91 \text{ m} = 91 \text{ cm}}$$

El cálculo de la pérdida de carga por el paso entre las rejillas se calcula de la forma siguiente:

$$\Delta h = \frac{k(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$$

Donde: v_1 = velocidad aguas arriba m/s

v_2 = velocidad de paso entre rejillas = 0.9 m/s

$k = 1.43$ para rejilla limpia

Calculando v_1

$$v_1 = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{0.738 \text{ m}^3/\text{s}}{2\text{m}(0.91\text{m})} = 0.40\text{m/s}$$

Entonces la pérdida de carga es:

$$\Delta h = \frac{1.43 (0.9^2 - 0.40^2)}{2 * 9.81} = 0.047\text{m} \approx \mathbf{5 \text{ cm}}$$

El tirante crítico hacia el cárcamo será

$$y_c = \left(\frac{Q_{\max}}{b\sqrt{g}} \right)^{2/3}$$

$$y_c = \left(\frac{0.738 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \text{ m} \sqrt{9.81 \text{ m/s}^2}} \right)^{2/3} = 0.24 \text{ m} = \mathbf{24 \text{ cm}}$$

$$h_c = 0.7 y_c = 0.7 * 0.24 \text{ m} == \mathbf{0.17 \text{ m}}$$

5.3.2 CANAL DESARENADOR PLANO DE VELOCIDAD CONTROLADA

Se debe aplicar factor de Hazen o factor de seguridad para reducir efectos de turbulencia por entrada y salida.

$$Carga \text{ Hidráulica} = \frac{v_{sedimentación}}{\text{Factor de Hazen}}$$

En la práctica se utiliza el factor de Hazen igual a dos. Esto permite absorber la turbulencia a la entrada y salida del canal. Además, con esto se logra una remoción de 85% de arena.

La velocidad crítica a partir de la cual se inicia la suspensión de las partículas con tamaño de grano de 0.21 mm es de 2.3 cm/s (Sotelo, 1977)

La carga hidráulica (CH) mínima requerida para que sedimenten las arenas está en función de la velocidad crítica.

$$CH_{diseño} = \frac{2.3 \text{ cm/s}}{2}$$

$$CH_{diseño} = 1.15 \text{ cm/s} = 0.0115 \text{ m/s} = 0.69 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{min} = 41.4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

$$CH = \frac{Q}{A_{sup}} \quad ; \text{ CH = Carga hidráulica} \quad (9)$$

Q = gasto en el canal
A_{sup} = Área superficial

Despejando A_{sup} de la ec. (9):

$$A_{sup} = Q_m / CH$$

$$A_{sup} = \frac{680 \text{ l/s} \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} \right) \left(\frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \right)}{41.4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}}$$

$$A_{sup} = 59.13 \text{ m}^2$$

Debido a que se utilizarán reductores neumáticos para la limpieza el ancho (b) máximo del canal deberá ser de 1.5 a 2 m. Debido al gasto que se manejará se proponen 2 trenes de tratamiento; cada tren contará con 1 canal. Por otro lado, se deberá considerar 1 canal adicional que manejará el mismo gasto que los otros dos, esto para el caso en que se requiera dar mantenimiento a uno de los canales. A continuación se proponen diferentes medidas de ancho (b), calculando después la longitud (L) para obtener las dimensiones del canal desarenador. (tabla 5.1)

No. Canales	Qcanal l/s	Asup m ²	b m	L m
2	340	29.56	0.8	36.95
2	340	29.56	1	29.56
2	340	29.56	1.5	19.7066667
2	340	29.56	1.7	17.3882353
2	340	29.56	2	14.78

Los canales tendrán un ancho “b” de 2 m y una longitud “L” de 14.8 m

Carga en el canal

La velocidad crítica a la cual se suspende el material se debe mantener entre 20 y 40 cm/s (Sotelo, 1977).

$$At = hb$$

$$vt = \frac{Q}{hb}$$

Recomendación práctica para el control de velocidad (v). Se propone v = 30 cm/s

$$hb = \frac{0.340 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 1.13 \text{ m}^2$$

Realizando ensayos (tabla 5.2):

At (m ²)	b (m)	h (m)
1.13	2	0.57
1.13	1.8	0.63
1.13	1.6	0.71
1.13	1.4	0.81
1.13	1	1.13

Tabla 5.2 carga hidráulica en el canal

La carga que se tendrá en el canal será h_{canal} de 0.57 m

5.3.3 ESTRUCTURA DE CONTROL

Vertedor proporcional (Sutro)

El vertedor proporcional está definido por una ecuación que parte del principio de relacionar el caudal como una función directamente proporcional al tirante de agua. En la práctica esta linearización no es posible. El uso principal de este dispositivo es como estructura de control en desarenadores de velocidad controlada.

Para $Q_{max} = 738 \text{ l/s}$

$$y_{max} = \frac{0.738 \text{ m}^3/\text{s}}{2 * 0.59 \sqrt{2 * 0.02 * 9.81 \text{ m}/\text{s}^2}} - \frac{2}{3}(0.02)$$

$$y_{max} = 0.98 \text{ m}$$

$$h_{max} = 0.02 + 0.1 + 0.98 = 1.1 \text{ m}$$

$$v_{max} = Q_{max}/A$$

$$A_T = b * h_{max} = 2.2 \text{ m}^2$$

$$v_{max} = \frac{0.738 \text{ m}^3/\text{s}}{2.2 \text{ m}^2} = 0.33 \text{ m/s} = 33 \text{ cm/s}$$

Para $Q_{min} = 170 \text{ l/s}$

$$y_{min} = \frac{0.170 \text{ m}^3/\text{s}}{2 * 0.59 \sqrt{2 * 0.02 * 9.81 \text{ m}/\text{s}^2}} - \frac{2}{3}(0.02)$$

$$y_{min} = 0.22 \text{ m}$$

$$h_{min} = 0.02 + 0.10 + 0.22 = 0.34 \text{ m}$$

$$v_{min} = Q_{min}/A$$

$$A_T = b * h = 0.68 \text{ m}^2$$

$$v_{min} = \frac{0.170 \text{ m}^3/\text{s}}{0.68 \text{ m}^2} = 0.25 \text{ m/s} = 25 \text{ cm/s}$$

Ecuaciones para el caudal y perfil (x,y) del vertedor proporcional

$$x = Ws \left[1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{y/a} \right]$$

x,y: pareja de datos (coordenadas) que definen el perfil, en m, con origen en el cruce del eje de simetría y la horizontal donde inicia perfil curvo.

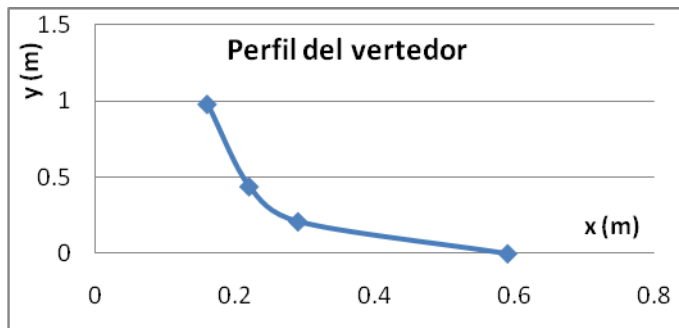
$$\tan^{-1} \sqrt{y/a} ; \text{ en } \pi \text{ radianes} = \tan^{-1} \sqrt{y/a} \cdot \frac{\pi}{180}$$

A continuación se obtiene el perfil del vertedor (tabla 5.3):

y (m)	Ws	a	raiz(y/a)	$\tan^{-1}(y/a)$	$\tan^{-1}(\text{rad})$	$2/\pi$	x (m)
0	0,59	0,2	0	0	0	0,63662	0,59
0,22	0,59	0,2	1,048809	45,6988	0,79759452	0,63662	0,2904
0,45	0,59	0,2	1,5	56,0122	0,97759731	0,63662	0,2228
0,98	0,59	0,2	2,213594	65,6887	1,1464841	0,63662	0,1594

Tabla 5.3 Perfil del vertedor

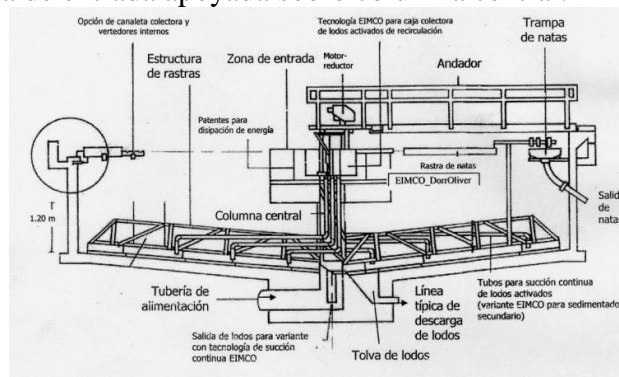
Graficando el perfil del vertedor

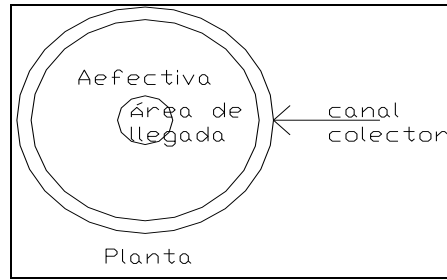


5.4 DISEÑO DEL SUBSISTEMA DE TRATAMIENTO PRIMARIO

Ya que las aguas residuales de Ciudad Acuña son predominantemente domésticas se considera que se tendrá una remoción de Sólidos Suspendedos Totales del 66% y una remoción de DBO total de 33%.

Debido a que se tienen gastos grandes se considera utilizar en cada tren un sedimentador circular con estructura de entrada apoyada sobre columna central.





5.4.1 DIÁMETRO DEL SEDIMENTADOR CIRCULAR

Consideraciones de diseño (WEF y ASCE, MOP, 1998):

- Diámetro columna central: 0.61 m
- Pendiente estándar del fondo: 1:12
- Relación: área de cámara de llegada / área de tanque entre 2.3 y 4%
- $32 \leq CH \leq 48 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$

Utilizando la **Tabla de ayuda para selección de diámetros** (WEF & ASCE, MOP, 1998) Ya que se tiene un gasto medio $Q_m = 340 \text{ l/s}$ en cada tren y escogiendo un diámetro del sedimentador primario de 31.70 m en la misma tabla:

$$A_T = 789 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{efectiva}} = 752 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{zona llegada}} = 789 \text{ m}^2 - 752 \text{ m}^2 = 37 \text{ m}^2$$

$$D_{\text{zona llegada}} = \sqrt{\frac{4(37 \text{ m}^2)}{\pi}} = 6.9 \text{ m} = 22.6 \text{ ft}$$

Aceptando que **el diámetro del tanque es de 31.7 m (104 ft)**, el área de dicha zona será

$$A_{\text{tanque}} = \frac{\pi(31.7 \text{ m})^2}{4} = 789 \text{ m}^2$$

Revisando la relación de zona de llegada / tanque:

$$\frac{A_{\text{zona llegada}}}{A_{\text{tanque}}} = \frac{37}{789}$$

$$\frac{A_{\text{zona llegada}}}{A_{\text{tanque}}} = 0.04 = 4\%$$

La carga hidráulica será: $CH = 39.4 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$ (WEF Y ASCE, MOP, 1998)

5.4.2 VOLUMEN Y ALTURA DEL TANQUE

Recomendaciones (Metcalf y Eddy, 2003)

- Tiempo de residencia hidráulica típica (θ_{RH}) > 1.5 h (típico: 2h)
- Profundidad típica: 3-3.6 m

Se sabe que

$$Q = \frac{V}{\theta_{RH}} ; \theta_{RH}: \text{Tiempo de residencia hidráulica}$$

V: Volumen en el tanque
Q: Gasto medio

Despejando el volumen:

$$V_{\text{tanque}} = Q \theta_{RH}$$

Aceptando $\theta_{RH} = 2 \text{ h}$

$$V_{\text{tanque}} = 0.340 \text{ m}^3/\text{s} \left(\frac{86,400 \text{ s}}{1 \text{ d}} \right) \times 2 \text{ h} \left(\frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}} \right)$$

$$V_{\text{tanque}} = 2,448 \text{ m}^3$$

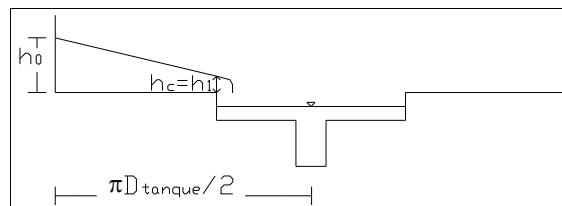
Considerando que el área total de 789 m^2 la profundidad del tanque será

$$H_{\text{tanque}} = \frac{V}{A}$$

$$H_{\text{tanque}} = \frac{2,448 \text{ m}^3}{789 \text{ m}^2}$$

$$H_{\text{tanque}} = 3.1 \text{ m}$$

5.4.3 CANAL COLECTOR (ZONA DE SALIDA)



Consideraciones:

- El ancho mínimo "b" debe ser mayor o igual a 30 cm
- Construir a nivel para evitar que se tape el tubo colector si no se purga (s=0)
- Construir con descarga libre ($h_1 = h_c$)

$$h_0 = \left[\frac{2h_c^3}{h_1} + \left(h_1 - \frac{1}{3} s L \right)^2 \right]^{1/2}$$

S: pendiente de la plantilla

L: longitud en la que se vierte el gasto

h_1 : carga en el canal

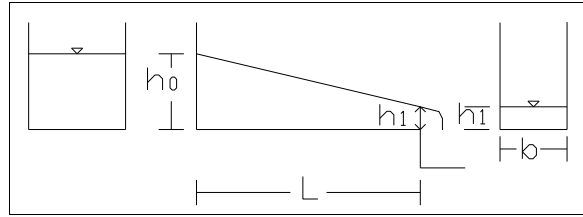
h_c : tirante para carga crítica; En descarga libre: $h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$; g: aceleración de gravedad

b: ancho de plantilla

Q: gasto medio

Debido a las anteriores consideraciones h_0 se simplifica quedando la ecuación como sigue

$$h_0 = 1.732 h_c$$



Se debe tener especial cuidado con el Q_{\max} , debido a que se trata de una estructura pequeña.

A continuación se hacen propuestas del ancho de canal “b”, se calcula h_c tomando en cuenta el gasto medio y el gasto máximo y finalmente h_0 . (Tabla 5.4)

Q_{\max} (m ³ /s)	Q_{med} (m ³ /s)	b (m)	$h_{c\ Q_{\max}}$ (m)	$h_{0\ Q_{\max}}$ (m)	$h_{c\ Q_{\text{med}}}$ (m)	$h_{0\ Q_{\text{med}}}$ (m)
0.738	0.34	0.3	0.85	1.47	0.51	0.88
0.738	0.34	0.35	0.77	1.33	0.46	0.79
0.738	0.34	0.4	0.70	1.22	0.42	0.73
0.738	0.34	0.45	0.65	1.13	0.39	0.67

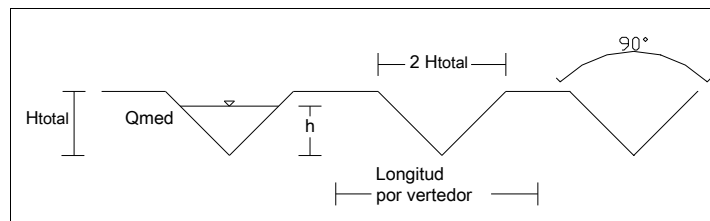
Tabla 5.4 Ancho de canaleta

Al tomar la decisión de la magnitud “b” se debe tomar en cuenta que a medida que el tirante se hace más pequeño, se requerirá un canal más ancho, lo que podría ocasionar interferencia con la zona efectiva. Se acepta $b = 0.40$ m

5.4.4 ESTRUCTURA DE CONTROL: VERTEDOR DE ENTRADA

Vertido perimetral:

Se utilizarán vertedores (dentados) en V (notch)



La ecuación que permite calcular el gasto en el vertedor es la siguiente

$$Q_{\text{vertedor}} = \frac{8}{15} C_d \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) H_{\text{total}}^{5/2}$$

Proponiendo un tirante $h = 5\text{cm} = 0.05$ m

$$Q_{\text{vertedor}} = \frac{8}{15} (0.584) \sqrt{2 (9.81 \text{ m/s}^2) \tan\left(\frac{90}{2}\right)} (0.05 \text{ m})^{5/2}$$

$$Q_{\text{vertedor}} = 0.000771 \text{ m}^3/\text{s} = 0.771 \text{ l/s}$$

Número de vertedores (n_v)

El número de vertedores se calcula:

$$n_v = \frac{Q_m}{Q_{\text{vertedor}}}$$

$$n_v = \frac{340 \text{ L/s}}{0.771 \text{ L/s}}$$

$$n_v = 440.9 \sim 441 \text{ vertedores}$$

Haciendo una revisión del tirante h_{total} que se tendrá tomando en cuenta el gasto medio

$$Q_{\text{vertedor}} = \frac{Q_{\text{med}}}{n_v}$$

$$Q_{\text{vertedor}} = \frac{340 \text{ l/s}}{441 \text{ vertedores}} = 0.77 \text{ l/s}$$

La ecuación que define al tirante total:

$$h = \left[\frac{Q_{\text{vertedor}}}{\left(\frac{8}{15}\right) (Cd) \sqrt{2g} \tan(\theta/2)} \right]^{2/5}$$

$$h = \left[\frac{0.000771 \text{ m}^3/\text{s}}{\left(\frac{8}{15}\right) (0.584) \sqrt{2(9.81)} \tan(90/2)} \right]^{2/5}$$

$$h_{Q_m} = 0.05 \text{ m}$$

Si se presenta el gasto máximo:

$$Q_{\text{vertedor}} = \frac{738 \text{ l/s}}{441 \text{ vertedores}}$$

$$Q_{\text{vertedor}} = 1.67 \text{ l/s}$$

$$H = \left[\frac{Q_{\text{vertedor}}}{\left(\frac{8}{15}\right) (Cd) \sqrt{2g} \tan(\theta/2)} \right]^{2/5}$$

$$H = \left[\frac{0.00167 \text{ m}^3/\text{s}}{\left(\frac{8}{15}\right) (0.584) \sqrt{2(9.81)} \tan(90/2)} \right]^{2/5}$$

$$h_{Q_{\max}} = 0.068 \text{ m}$$

Debido a se tendría un tirante de 0.07 m si se presenta un gasto máximo, se acepta un altura del vertedor $H_{\text{total}} = 0.09 \text{ cm}$

Espacio entre cada vertedor

La ecuación que permite conocer la longitud por vertedor es

$$L_{\text{vertedor}} = \frac{\pi D_{\text{tanque}}}{n_v}$$

$$L_{\text{vertedor}} = \frac{\pi (31.7 \text{ m})}{441 \text{ vertedores}}$$

$$L_{\text{vertedor}} = 0.23 \text{ m}$$

5.4.5 LÍNEAS DE CONDUCCIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO

La línea de conducción del desarenador al sedimentador primario se calcula tomando en cuenta lo siguiente

Consideraciones

- Velocidad de flujo mayor a 0.60 m/s
- Velocidad máxima recomendada de 2 a 3 m/s
- Ecuación para pérdidas de carga hidráulica (Hazen-Williams):

$$h_f = \left[\frac{v}{0.355 C_H D^{0.63}} \right]^{1/0.54} L$$

h_f = pérdida por fricción

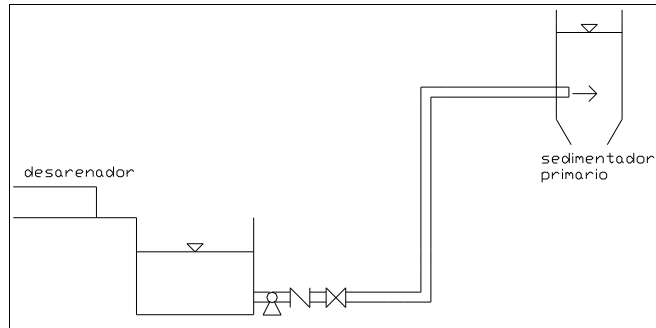
v = velocidad del flujo

D = diámetro de la tubería

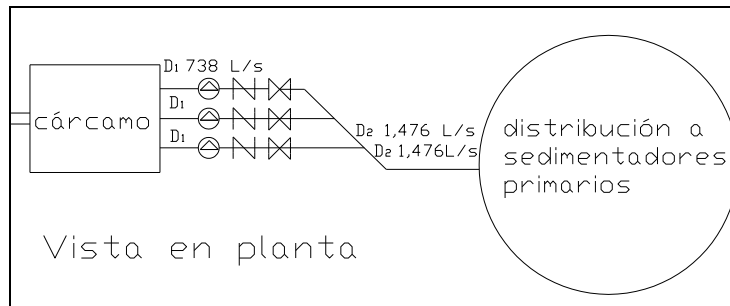
L = longitud de la tubería

C_H = coeficiente de Hazen (en función de la rugosidad y material de la tubería)

Para que la bomba eleve y conduzca el agua hasta el punto de descarga venciendo la carga estática (Hestática), el sistema de bombeo debe generar una carga hidráulica total conocida como carga dinámica total (CDT). Esta carga total se aplica a partir de la energía total en el punto exterior de la succión para que absorba las pérdidas de carga acumuladas durante el recorrido de la succión.



Debido a que se considera una bomba a utilizar en caso de que las que debieran estar en operación se encontraran en mantenimiento o reparación se consideran tres bombas que deberán manejar un gasto de 738 L/s cada una.



Cálculo del primer diámetro (D_1)

Si se propone una velocidad para un gasto medio $Q_{\text{máx}} = 738 \text{ l/s}$ en cada bomba; la velocidad que se tendrá en una bomba cuando se presente el gasto máximo será (Tabla 5.5.)

Q_{max} m ³ /s	$v_{\text{propuesta}}$ (m/s)	$v = CH * v_{\text{prop}}$ m/s	A m ²	D m	D mm	v m/s
0.738	1	2.17	0.34	0.66	658.04	2.17
0.738	0.8	1.74	0.43	0.74	735.71	1.74
0.738	0.6	1.30	0.57	0.85	849.53	1.30

Se acepta un diámetro de tubería de 0.74 m y manejará 738 l/s

Cálculo del segundo diámetro ($Q_{\text{máx}} = 1,476 \text{ L/s}$) en una bomba: Tabla 5.6

Q _{max} m ³ /s	v _{propuesta} (m/s)	v=CH*v _{prop} m/s	A m ²	D m	D mm	v m/s
1.476	1	2.17	0.68	0.93	930.61	2.17
1.476	0.8	1.74	0.85	1.04	1040.46	1.74
1.476	0.6	1.30	1.13	1.20	1201.41	1.30

Se acepta D=1.04 m y manejará 1,476 l/s

Pérdidas por fricción

En una línea de conducción:

Tramo	v m/s	C _H	D m	L m	h _f mca
succión - maneral	1.74	120	0.74	5	0.0190387
maneral-conducción	1.74	120	1.04	25	0.0639995
				suma =	0.0830382

Pérdidas locales

Las pérdidas locales debidas al diámetro de salida de la bomba o por ampliación se calculan de acuerdo a la siguiente expresión:

$$h_{local} = \frac{kv^2}{2g}$$

h_{local} = pérdidas locales

k= constante

v = velocidad del agua en la tubería

La tabla 5.8 presenta el cálculo de las pérdidas locales en una línea de conducción

Accesorios	D (m)	Cantidad	k	Q (m ³ /s)	A (m ²)	v (m/s)	v ² /2g	h _{local} (m)
Entrada	0.74	1	1	0.738	0.43	1.72	0.15	0.15
v. check	0.74	3	2.5	0.738	0.43	1.72	0.15	1.13
v.compuerta	0.74	3	0.2	0.738	0.43	1.72	0.15	0.09
codo 90	0.74	1	0.9	0.738	0.43	1.72	0.15	0.14
tee	0.85	2	0.5	1.476	0.57	2.60	0.34	0.34
reducción	0.74-1.04	1	0.19	0.738	0.43	1.72	0.15	0.03
codo 90	1.04	3	0.9	1.476	0.85	1.74	0.15	0.42
salida	1.04	1	1	1.476	0.85	1.74	0.15	0.15
							suma=	2.44343

La carga dinámica total será por consiguiente:

$$H_{total} = \Sigma h_f + \Sigma h_{local} + \Sigma h_{estática}$$

Proponiendo una carga estática de 6m (altura entre el nivel del agua en el sedimentador y la bomba)

$$H_{total} = 0.08m + 2.4 m + 6 m$$

$$\mathbf{H_{total} = 8.48m}$$

Potencia de bombas

$$P = \frac{\gamma Q H_{total}}{\eta}$$

P = Potencia [kg.m /s]

γ = peso específico del líquido (1000 kg/m³)

Q = caudal de bombeo (m³/s)

H_{total} = Carga dinámica total (m.c.a.)

η = eficiencia de la bomba (considerar el 85%)

Sustituyendo valores, la potencia de una bomba será

$$P = \frac{1000 \frac{kg}{m^3} * 0.738 \frac{m^3}{s} * 8.48 m}{0.85}$$

$$\mathbf{P = 7,363 \frac{kg \cdot m}{s} = 97 HP}$$

5.5 DISEÑO DEL SUBSISTEMA DE TRATAMIENTO SECUNDARIO

5.5.1 DESNITRIFICACIÓN CON BIOPELÍCULA DE LECHO MÓVIL

La nitrificación-desnitrificación es el proceso más común para la eliminación biológica de nitrógeno. Consiste en 2 etapas: nitrificación, la oxidación aerobia de amonio a nitrato, y desnitrificación, la reducción anóxica del nitrato a nitrógeno gaseoso, con consumo de materia orgánica. La eliminación de nitrógeno puede ser optimizada por medio de la ruta del nitrito, que involucra una nitrificación parcial hasta nitrito y una desnitrificación de ese nitrito en lugar de nitrato. Los microorganismos desnitrificantes son heterótrofos, y bajo condiciones anóxicas utilizan el nitrato como aceptor final de electrones.

Datos calculados en un balance de masas (Anexo A-1)

$Q_m = 323 \text{ l/s} = (\text{uno de dos trenes})$

$\text{DBO} = 176 \text{ mg/l}$

$\text{NTK} = 33 \text{ mg/l}$

$\text{NO}_3 = 10 \text{ mg/l}$

La tasa de desnitrificación (T_{dn}) en biopelícula de lecho móvil es de $670 \text{ g N-NO}_3/\text{m}^3 \text{ d}$ (Stowa, 2006). El medio de soporte tiene un área superficial de $250\text{-}350 \text{ m}^2/\text{m}^3$ (Stowa,2006)

$$T_{dn} = \frac{Q_m * N - \text{NO}_3}{V}$$

Tdn: tasa de desnitrificación

N-NO₃: Nitratos que se requieren convertir como amonio (Anexo A-3)

V: Volumen del tanque desnitrificador

$$V = \frac{27,907 \text{ m}^3/\text{d} * 10 \text{ gN} - \text{NO}_3}{670 \text{ g N} - \text{NO}_3} = 416 \text{ m}^3$$

Por lo que se propone un tanque de 10 m x 12 m y una altura h= 3.5 m, por tren.

El tiempo de retención hidráulica será

$$\text{TRH} = \frac{416 \text{ m}^3}{27,907 \text{ m}^3/\text{d}} = 0.015 \text{ d} = 22 \text{ min}$$

La cantidad del medio de soporte requerida será (asumiendo que el área del medio de soporte es de $300 \text{ m}^2/\text{m}^3$):

$$\text{medio de soporte} = 416 \text{ m}^3 * \frac{300 \text{ m}^2}{\text{m}^3} = 124,800 \text{ m}^2$$

5.5.2 FILTRO ROCIADOR CON REMOCIÓN DE DBO Y NITRIFICACIÓN

El agua que irá al filtro contiene, de acuerdo al balance de masas (Anexo A-2):

Nitrógeno total (NTK) = 33 mg/l

Nitrógeno orgánico (Norg) = 8 mg/l

Nitrógeno amoniacal (nitrógeno como NH₄) = 25 mg/l

DBO = 136 mg/l

$Q_m = 323 \text{ l/s}$ (uno de dos trenes)

$T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$

Consideraciones (Metcalf y Edy)

- El NH₄ está listo para que lo nitrifiquen las bacterias autótrofas.
- El nitrógeno orgánico debe hidrolizarse por medio de enzimas para obtener nitrógeno amoniacal
- De manera conservadora se considera todo el NTK para hidrolizarse y nitrificarse
- Ecuación para determinar la tasa de oxidación del nitrógeno amoniacal en filtro rociador:

$$\text{tasa de nitrificación (Rn)} = 0.82 \left(\frac{DBO}{NTK} \right)^{-0.44} ; \left[\frac{gN}{m^2 d} \right]$$

DBO = DBO en el influente al filtro (g/m³)

NTK = Nitrógeno total Kieldahl en el influente al filtro (g/m³)

En un día, por cada metro cuadrado a lo largo del filtro se nitrificarán

$$Rn = 0.82 \left(\frac{136 g/m^3}{33 g/m^3} \right)^{-0.44} ; \left[\frac{gN}{m^2 d} \right] \quad (\text{Metcalf y Edy, 2003})$$

$$Rn = 0.44 \left[\frac{gN}{m^2 d} \right]$$

El gasto másico de nitrógeno (NTK) a remover para una nitrificación parcial: 8mgNH₄/l (Anexo A-3)

$$Q_{\text{másico}_{NTK \text{ a remover}}} = \left(8 \frac{gNTK}{m^3} \right) (323 \text{ l/s}) \left(\frac{1 m^3}{1000 l} \right) \left(\frac{86,400 s}{1 d} \right)$$

$$Q_{\text{másico}_{NTK \text{ a remover}}} = 223,258 \text{ gN/d}$$

Área de empaque

$$A_{\text{empaque}} = \frac{Q_{\text{másico}_{NTK \text{ a remover}}}}{R_n}$$

$$A_{\text{empaque}} = \frac{223,258 \text{ gN/d}}{0.44 \text{ g/m}^2 \text{d}}$$

$$A_{\text{empaque}} = 507,404 \text{ m}^2$$

Propuesta: Se utilizarán módulos corrugados plásticos. Los dos primeros módulos serán de flujo cruzado y los siguientes en orden descendente, de flujo vertical.

Para flujo cruzado se elige un módulo de flujo cruzado con un área de 98 m²/m³ y un módulo de flujo vertical con un área de 102 m²/m³

Volumen de empaque

$$V_{\text{empaque}} = \frac{A_{\text{empaque}}}{A_{\text{módulo}}}$$

$$V_{\text{empaque}} = \frac{507,404 \text{ m}^2}{102 \text{ m}^2/\text{m}^3}$$

$$V_{\text{empaque}} = 4,974 \text{ m}^3$$

Diámetro del filtro

$$A_{\text{filtro}} = \frac{V_{\text{empaques}}}{h_{\text{empaques}}}$$

Se propone una altura útil (h_{empaques}) de 6.1 m

$$A_{\text{filtro}} = \frac{4,974}{6.1 \text{ m}} = 815 \text{ m}^2$$

$$D_{\text{filtro}} = \sqrt{\frac{4 (815) \text{ m}^2}{\pi}}$$

$$D_{\text{filtro}} = 32 \text{ m}$$

5.5.3 REQUERIMIENTO DE RECIRCULACIÓN EN FILTRO

Para permitir el crecimiento de microorganismos y de esa manera mantener la concentración de biomasa, se debe hacer una recirculación que ayudará a mantener húmeda la biopelícula y arrastrar los sólidos.

Para que se pueda remover la DBO y se lleve a cabo la nitrificación se requiere que se aplique una carga hidráulica mínima de $0.5 \text{ l/m}^2\text{s}$

$$CH_{\text{min aplicada}} (Q + Q_r) = 0.5 \text{ l/m}^2\text{s}$$

Cálculo de la carga hidráulica para Q_m

$$CH_m = \frac{Q_m}{A_{\text{filtro}}}$$

$$CH_{Q_m} = \frac{323 \text{ l/s}}{815 \text{ m}^2}$$

$$CH_{Q_m} = 0.4 \text{ l/m}^2\text{s}$$

Déficit o requerimiento de carga hidráulica (D_{CH})

$$D_{CH} = CH_{\text{min aplicada}} - CH_{Q_m}$$

$$D_{CH} = 0.5 \text{ l/m}^2\text{s} - 0.40 \text{ l/m}^2\text{s}$$

$$D_{CH} = 0.10 \text{ l/m}^2\text{s}$$

Gasto de recirculación

$$Q_r = D_{CH} * A_{\text{filtro}}$$

$$Q_r = 0.10 \text{ l/m}^2\text{s} * 815 \text{ m}^2$$

$$Qr = 81 \text{ l/s}$$

En total deben rociarse $81 \text{ l/s} + 323 \text{ l/s} = \mathbf{404 \text{ l/s}}$.

Recalculando el área y diámetro del filtro rociador para el nuevo gasto:

El gasto másico de nitrógeno (NTK) a remover para obtener un efluente de $15 \text{ mgNH}_4/\text{L}$ con gasto medio de 890 l/s

$$Q_{\text{másico}_{\text{NTK a remover}}} = \left(8 \frac{\text{gNTK}}{\text{m}^3}\right) (404 \text{ l/s}) \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}}\right) \left(\frac{86,400 \text{ s}}{1 \text{ d}}\right)$$

$$Q_{\text{másico}_{\text{NTK a remover}}} = \mathbf{279,245 \text{ gN/d}}$$

Área de empaque

$$A_{\text{empaque}} = \frac{Q_{\text{másico}_{\text{NTK a remover}}}}{R_n}$$

$$A_{\text{empaque}} = \frac{279,245 \text{ gN/d}}{0.44 \text{ g/m}^2\text{d}}$$

$$A_{\text{empaque}} = \mathbf{634,647 \text{ m}^2}$$

Propuesta: Se utilizarán módulos corrugados plásticos. Los dos primeros módulos serán de flujo cruzado y los siguientes en orden descendente, de flujo vertical.

Para flujo cruzado se elige un módulo de flujo cruzado con un área de $98 \text{ m}^2/\text{m}^3$ y un módulo de flujo vertical con un área de $102 \text{ m}^2/\text{m}^3$

Volumen de empaque

$$V_{\text{empaque}} = \frac{A_{\text{empaque}}}{A_{\text{módulo}}}$$

$$V_{\text{empaque}} = \frac{634,647 \text{ m}^2}{102 \text{ m}^2/\text{m}^3}$$

$$V_{\text{empaque}} = \mathbf{6,222 \text{ m}^3}$$

Diámetro del filtro

$$A_{\text{filtro}} = \frac{V_{\text{empaque}}}{h_{\text{empaque}}}$$

Se propone una altura útil (h_{empaque}) de 6.1 m

$$A_{\text{filtro}} = \frac{6,222}{6.1 \text{ m}} = \mathbf{1,020 \text{ m}^2}$$

$$D_{\text{filtro}} = \sqrt{\frac{4 (1,020) \text{ m}^2}{\pi}}$$

$$D_{\text{filtro}} = 36 \text{ m}$$

5.5.4 SELECCIÓN DE TASA DE ROCIADO Y VELOCIDAD DE ROTACIÓN EN EL FILTRO

Una vez asegurado que se tendrá una carga hidráulica mínima de 0.5 L/m²s; la carga orgánica que se tendrá en el filtro será

$$C.O. = \frac{(Q_m + Q_r)DBO_{\text{influyente}}}{V_{\text{filtro}}}$$

$$C.O. = \frac{34,906 \text{ m}^3/\text{d} * 136 \text{ g}/\text{m}^3 \left(\frac{1 \text{ kg}}{1000 \text{ g}}\right)}{6,222 \text{ m}^3}$$

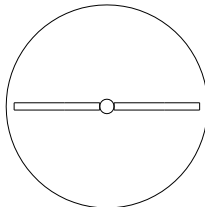
$$C.O. = 0.76 \text{ kg}/\text{m}^3 \text{ d}$$

La nitrificación en el filtro rociador será parcial

El rango de valores de tasa de rociado recomendado (Metclaf y Eddy, 2003) para una carga orgánica de 0.76 kg/m³d es 30 < [mm/paso] < 45

Se admite una tasa de rociado (D_R) = 40 mm/paso.

Se propone además un distribuidor con 2 brazos



La tasa de rociado (D_R) se calcula como sigue

$$D_R = \frac{CH \left(\frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}\right) \left(\frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}\right)}{n \cdot a}$$

CH = carga hidráulica en el filtro, considerando el gasto de recirculación [m³/m²d]

n = velocidad de rotación [rev /min]

a= Número de brazos

Despejando la velocidad de rotación (n) y sustituyendo valores en la ecuación

$$n = \frac{0.5 \text{ l/m}^2 \text{ s} \left(\frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}} \right) \left(\frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \right) \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} \right)}{40 \text{ mm/paso} \cdot 2 \text{ brazos}} = 0.4 \text{ paso/min}$$

Obteniendo el recíproco de n : $1/0.4 = 2.5$ min requeridos para dar una vuelta

5.5.5 SELECCIÓN DE TASA DE LAVADO

Ya que se sabe que $C.O. = 0.76 \text{ Kg/m}^3 \text{ d}$, el rango de valores recomendado (Metcalf y Eddy, 2003) para la tasa de lavado periódico es 250 mm/paso:

$$n = \frac{0.5 \text{ l/m}^2 \text{ s} \left(\frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}} \right) \left(\frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \right) \left(\frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ l}} \right)}{250 \text{ mm/paso} \cdot 2 \text{ brazos}} = 0.06 \text{ rev/min}$$

Obteniendo el recíproco de n se requieren 17 min para dar una vuelta completa

5.5.6 DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Carga hidráulica

En función de la profundidad del sedimentador secundario será la carga hidráulica recomendada. Proponiendo una profundidad de 4.5 m, la carga hidráulica que se tendrá si se presenta el gasto medio o el gasto máximo en el filtro rociador será (Metcalf y Eddy, 2003) :

$$CH_{Qm} = 1.24 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$$

$$CH_{Qmax} = 2.51 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$$

Área del sedimentador

$$A = \frac{Q}{CH}$$

Si se presenta el gasto medio el área requerida para el sedimentador (un tren) será

$$A_{sed(Qm)} = \frac{(323 \text{ l/s}) \left(\frac{3,600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \right) \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} \right)}{1.24 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}} = 938 \text{ m}^2$$

Diámetro del sedimentador

$$D = \sqrt{\frac{4 * 938 \text{ m}^2}{\pi}} = 35 \text{ m}$$

Si se presenta el gasto máximo el área requerida para el sedimentador será

$$Ased_{(Q_{max})} = \frac{(701 \text{ l/s}) \left(\frac{3,600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \right) \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} \right)}{2.51 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}} = 1.005 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1.005 \text{ m}^2}{\pi}} = 36 \text{ m}$$

Debido a que $Ased_{(Q_{m\acute{a}x})} > Ased_{(Q_m)}$ **se recomiendan dos sedimentadores de 4.5 m de altura y diámetro de 36 m**

DESINFECCIÓN

El diseño de los tanques de cloración será de modo que al menos entre el 80 y 90% del agua residual permanezca dentro del tanque durante el tiempo de contacto especificado (el agua clorada debe recibir un tiempo de contacto no menor a 20 min).

La mejor manera de alcanzar este objetivo será empleando un tanque de laberinto del tipo de flujo en pistón o bien una serie de tanques interconectados o con diferentes compartimientos. Los tanques de cloración de flujo en pistón construidos a modo de laberinto para el ahorro de superficie precisarán un cuidado especial en su diseño. Ello será debido al desarrollo de zonas muertas que reducirán los tiempos de retención hidráulica. Las relaciones longitud-ancho superiores a 10:1, y especialmente del orden de 40:1, minimizarán los cortocircuitos. También se podrá minimizar la creación de cortocircuitos reduciendo la velocidad del agua residual que entra en los tanques de cloración. Para el control de la velocidad de entrada del agua se podrán emplear deflectores como los que se usan en los tanques de sedimentación rectangulares. La colocación de deflectores longitudinales podrá reducir los cortocircuitos y mejorar la retención real.

Para facilitar las operaciones de mantenimiento y extracción de lodos acumulados, la planta deberá contar con dos o más tanques de cloración. También se deberán tomar medidas adecuadas para el drenaje y la eliminación de espumas.

Como alternativa al vaciado del tanque para la extracción de lodos, se podrán emplear equipos de limpieza por aspiración.

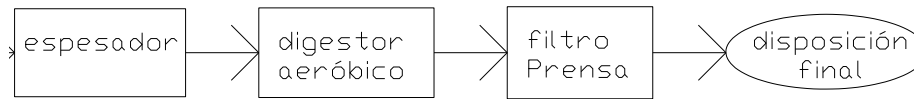
Para gasto mínimo, la velocidad horizontal en el tanque deberá ser suficiente para arrastrar los sólidos del fondo, o como mínimo, proporcionar una sedimentación mínima de los flóculos de lodo que hayan podido escapar del tanque de sedimentación. Las velocidades horizontales deberán ser de 2 a 4.5 m/min como mínimo.

El gasto de salida del tanque de cloración se podrá medir mediante un vertedor triangular o rectangular o mediante un aforador Parshall.

5.6 PROPUESTA DE TRATAMIENTO DEL SISTEMA DE MANEJO DE LODOS

Para el manejo de los lodos se consideraron las siguientes alternativas: tanques de retención, filtros prensa y acondicionamiento de los lodos (tanto aerobio como anaerobio). Se consideró que la alternativa más apropiada sería con los filtros prensa.

El tren de manejo de lodos que se propone es el siguiente



ESPEADOR POR GRAVEDAD

Se propone que el espesador sea de forma cilíndrica; en él se espera que las partículas se sedimenten solas, por medio de sus propiedades.

Consideraciones (Metcalf y Eddy, 2003)

La altura mínima del sedimentador debe ser de tres metros.

El tiempo de retención hidráulica típico es de 8 h

En este tipo de espesador se puede lograr una eficiencia de separación del 60-95%.

El gasto de licor mezclado (en un tren) será:

$$Q_{LM} = Q_{LP} + Q_{LS} = 17 \text{ l/s} + 16 \text{ l/s} = 33 \text{ l/s}$$

Los Sólidos Suspendidos totales en la mezcla serán (Anexo A-1 y A-4):

$$SST_{LM} = \frac{(Q_L)(SST_L) + (Q_{BS})(SST_{BS})}{Q_{LM}} = \frac{(17)(3,309) + (16)(2,761)}{33} = 3,043 \text{ mg/l}$$

Admitiendo una eficiencia de separación del 60%, el gasto de lodo espesado (Q_{LE}) será:

$$Q_{LE} = 0.6 * 33 \text{ l/s} = 20 \text{ l/s}$$

Así, la cantidad de agua que podrá ser incorporada al tren de agua será de 13 l/s

DIGESTOR AEROBIO

La digestión es un proceso biológico que se debe realizar para prevenir impactos ambientales y sanitarios al disponer los lodos al medio ambiente; esto se logra al remover hidrocarburos tóxicos, Sólidos Volátiles, organismos patógenos, convertir metales pesados disueltos a metales pesados adheridos (Sólidos Fijos).

El proceso de un digestor aerobio es similar al de lodos activados: se debe hacer una introducción forzada de aire para crear burbujas; la temperatura de operación elegida puede ser la temperatura ambiental.

Los factores que se debe tomar en cuenta para su diseño son la temperatura, el tiempo de retención hidráulica, requerimiento de oxígeno a suministrar así como la carga de Sólidos Volátiles

Recomendaciones (Metcalf y Eddy, 2003)

La pendiente de la tolva se recomienda de 1% a 2%
Tiempo de residencia hidráulica: 10-20 días a 20 °C
Altura del tanque (circular): 4 -6 m

Se propone $\theta_{RH} = 10$ d (digestor aeróbico de operación continua)
 $Q_{LE} = 1,728 \text{ m}^3/\text{d}$

La expresión que define el volumen total del tanque :

$$V = \theta_{RH} * Q_{LE} = 10 \text{ d} * 1,728 \text{ l/d} = 17,280 \text{ m}^3$$

Se sabe además que $V = \pi r^2 h$

Proponiendo una altura de 6 m el radio del tanque será:

$$r = \sqrt{\frac{V}{\pi * h}} = \sqrt{\frac{17,280 \text{ m}^3}{\pi * 6 \text{ m}}} = 30 \text{ m}$$

Se proponen 2 tanques con una altura de 6 m y radio de 15 m

FILTROS PRENSA

Los filtros prensa tipo banda tienen bandas móviles sencillas o dobles para desaguar los lodos en forma continua, mediante una combinación de drenado por gravedad y compresión. El lodo es desaguado en el filtro banda secuencialmente, a través de 3 etapas operativas: acondicionamiento químico del lodo influente, drenado por gravedad hasta una consistencia no fluida y compactación del lodo en una zona de presión.

CAPÍTULO VI RESULTADOS Y CONCLUSIONES

RESULTADOS

El siguiente cuadro presenta una comparación entre la calidad de agua tratada y el influente al inicio del tren de agua así como la calidad requerida por la NOM-001-SEMARNAT-1996

PARÁMETRO	AGUA CRUDA	AGUA TRATADA	NORMA (Protección vida acuática)
Materia flotante		a	a
Fósforo	8	5.3	5
sólidos susp. Totales	250	36	40
DBO total	250	21	30
N Total Kjeldhal	40	13	15

Unidades en mg/L, excepto para materia flotante.
Promedio Mensual

CONCLUSIONES

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ciudad Acuña, Coahuila, tratará 680 litros por segundo y cumplirá con la normatividad relativa a las descargas de aguas residuales y cuerpos de agua más estrictas de la Comisión nacional del Agua mejorando así la calidad de vida de los habitantes de Ciudad Acuña. Su construcción significa darle un mejor uso a la mayor cantidad de agua tratada, con ello el recurso logrará un aprovechamiento adecuado.

Para mejorar las condiciones de salud pública y saneamiento, prevenir la contaminación ambiental y del agua se necesitan plantas de tratamiento eficientes para el manejo de agua potable y aguas residuales. Sin embargo, dichos esfuerzos requieren inversiones sustanciales de capital.

Mientras que cada región tiene sus propias necesidades correspondientes a métodos de tratamiento, cierto número de opciones tradicionales y modernas de tratamiento se encuentran disponibles al diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales. Es necesario hacer una evaluación del nivel óptimo de tratamiento requerido al igual que una evaluación práctica de cuáles métodos de tratamiento están dentro del presupuesto.

El manejo efectivo de aguas residuales debe dar como resultado un efluente ya sea reciclado o reusable, o uno que pueda ser descargado de manera segura en el medio ambiente.

Muchas opciones de tratamiento pueden ayudar a reducir los efectos de contaminación ambiental. La eficacia del tratamiento debe ser balanceada con el costo, la aplicación práctica y el cumplimiento con los métodos que han sido escogidos para la implementación. Aunque existe la tecnología para producir un producto de agua potable de los efluentes de aguas residuales tratadas, los efluentes de aguas residuales son utilizados de manera más eficiente como aguas de enfriamiento en aplicaciones industriales, riego (como campos de golf), aguas para recreo designadas solamente para un contacto corporal parcial (como práctica de vela) y uso doméstico no potable (como el inodoro). El efluente de aguas residuales parcialmente tratadas también puede utilizarse para recargar los acuíferos subterráneos, donde el suelo actúa como filtro natural, eliminando los contaminantes.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Barba-Romero, S. y Pomerol, J.CH. (1997). *“Decisiones multicriterio. Fundamentos teóricos y utilización práctica”*. Servicio de Publicaciones de la Universidad de Alcalá. Alcalá de Henares

“Design of municipal wastewater treatment plants”. Vol. 2. Edit. WEF Y ASCE, Serie MOP (1998) Alexandria, V.A

“Design Manual of Phosphorus removal”. EPA (1987)

Domínguez Muñoz, Carlos A. (2000) *“Planta de tratamiento de Aguas residuales de Ciudad acuña, Coahuila”*. Tesis UNAM, FI. México

Eckenfelder (1995) *“Activated Sludge Treatment of Industrial Wastewater”*. Technomic Publishing Co.. Pennsylvania.

Gómez y Barredo. (2006) *“Sistemas de información geográfica y evaluación multicriterio en la ordenación del territorio”*. Edit. Alfaomega. México

Metcalf y Eddy (2003). *“Wastewater Engineering (Treatment and reuse)”*. Edit.Mc Graw Hill. New York

Saaty, Thomas (1980). *“The analytical Hierarchy Process”*. Edit.Mc Graw Hill. New York

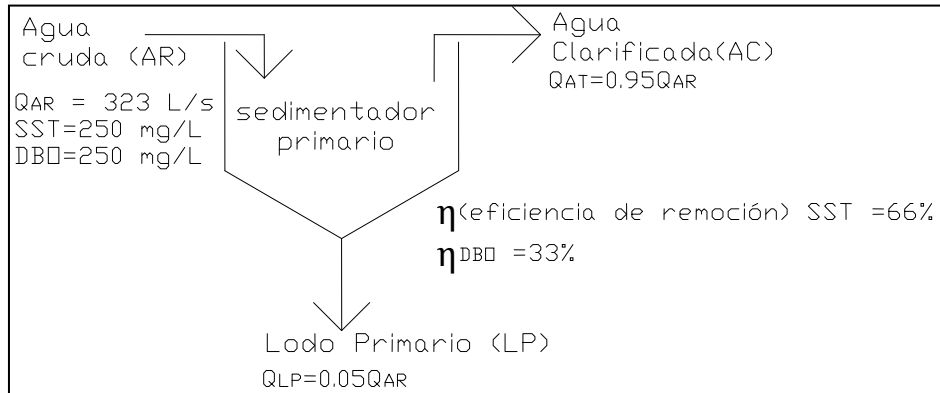
Sotelo, A. G. (1977) *“Hidráulica General”* (Vol. 1) Ed. Limusa. México

Stowa. Selected technologies. *“Kaldnes Moving Bed”* 2006

ANEXOS

ANEXO A BALANCE DE MASAS

A-1 SEDIMENTADOR PRIMARIO



Características del agua clarificada:

Debido a que se considera que el gasto del lodo representa un porcentaje de 5 a 7.5 por ciento del agua residual; se admite que para este caso represente el 5% del agua residual; por lo tanto, el gasto del agua tratada será el 95% restante del agua residual.

$$Q_m = 0.95 \cdot 340 \text{ L/s} = 323 \text{ l/s}$$

Las concentraciones (C) de DBO ó ST se calculan con la siguiente expresión que involucra la eficiencia de remoción del sedimentador:

$$C_{AT} = \frac{(1 - \eta) Q_{AR} C_{AR}}{Q_{AT}}$$

Ya que la eficiencia de remoción de Sólidos suspendidos totales se considera del 66 % (WEF y ASCE, MOP, 1998)

$$DBO_{AC} = \frac{(1 - 0.33) \left(340 \frac{\text{L}}{\text{s}}\right) \left(250 \frac{\text{mg}}{\text{L}}\right)}{323 \text{ L/s}} = 176 \text{ mg/l}$$

$$SST_{AC} = \frac{(1 - 0.66) \left(340 \frac{\text{L}}{\text{s}}\right) \left(250 \frac{\text{mg}}{\text{L}}\right)}{323 \text{ L/s}} = 89 \text{ mg/l}$$

Concentración de Fósforo

La eficiencia de remoción de fósforo en el sedimentador primario se considera del 20% (EPA, 1987)

$$P_{AC} = \frac{(1 - 0.2) 340 \text{ L/s} \cdot 8 \text{ mg/L}}{323 \text{ L/s}} = 6.7 \text{ mg/l}$$

Concentración de Nitrógeno orgánico

La remoción del nitrógeno orgánico en un sedimentador primario puede ser del 50% (Metcalf y Eddy, 2003)

$$N_{org\ AC} = \frac{(1 - 0.5)340\ L/s * 15\ mg/L}{323\ L/s} = 7.9 \approx 8\ mg/l$$

$$NTK_{AC} = 25\ mg\ N-NH_4/L + 8mgN_{org}/L = 33\ mg/l$$

Características de los lodos primarios

$$Q_L = 0.05 * 340\ L/s = 17\ l/s$$

Para conocer las concentraciones en el lodo, se hace un balance de masa

$$Q_L C_L = Q_{AR} C_{AR} - Q_{AC} C_{AC}$$

Despejando la concentración del lodo

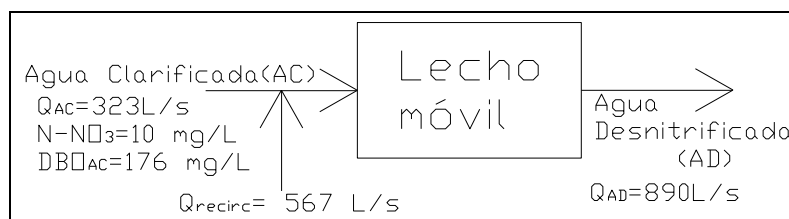
$$C_L = \frac{Q_{AR} C_{AR} - Q_{AC} C_{AC}}{Q_L}$$

Si se presenta un gasto máximo la concentración de DBO y de ST será

$$DBO_L = \frac{(340\ l/s)(250\ mg/l) - (323\ l/s)(176\ mg/l)}{17\ l/s} = 1,656\ mg/l$$

$$SST_L = \frac{(340\ l/s)(250\ mg/l) - (323\ l/s)(89\ mg/l)}{17\ l/s} = 3,309\ mg/l$$

A-2 BIOPELÍCULA DE LECHO MÓVIL



Se requieren 4 g DBO por cada g de N-NO₃ a desnitrificar como nitrógeno gas (Stowa, 2006)

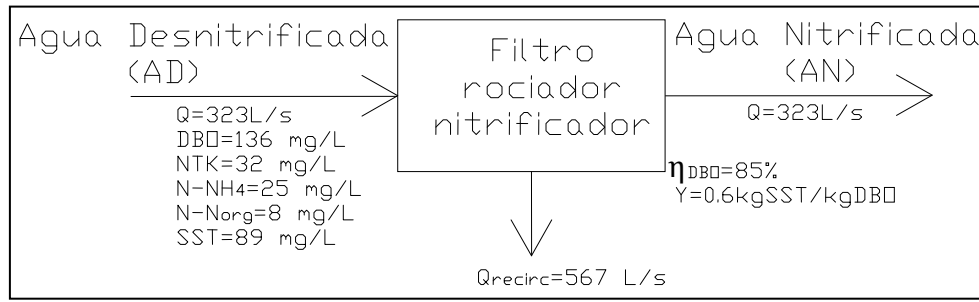
Debido a que se deberán desnitrificar 10 mg/L de Nitrógeno. La DBO removida será:

$$DBO_{removida} = 4 * 10\ mg/l\ N - NO_3 = 40\ \frac{mg}{l}$$

Por lo que la DBO en el efluente será:

$$DBO_{AD} = 176\ mg/l - 40\ mg/l = 136\ mg/l$$

A-3 FILTRO ROCIADOR



La eficiencia celular en el filtro es:

$$Y = 0.6 \text{ kgSST} / \text{kg DBO}$$

Debido a que todo aumento de sólidos totales proviene de la remoción de DBO:

$$S_{\text{formados}} = Y * DBO_{AC}$$

$$S_{\text{formados}} = 0.6 * 136 \text{ mg/l}$$

$$S_{\text{formados}} = 82$$

En el filtro rociador habrá dos tipos de sólidos: los iniciales (en el influente) y los formados. Ya que el gasto es el mismo:

$$SST = 89 \text{ mg/l} + 82 \text{ mg/l} = 171 \text{ mg/l}$$

En el filtro rociador se puede lograr una remoción de DBO del 85% (WEF y ASCE, MOP, 1998)

$$DBO_{AN} = \frac{(1 - 0.85) \left(323 \frac{l}{s}\right) \left(136 \frac{mg}{l}\right)}{323 l/s} = 20 \text{ mg/l}$$

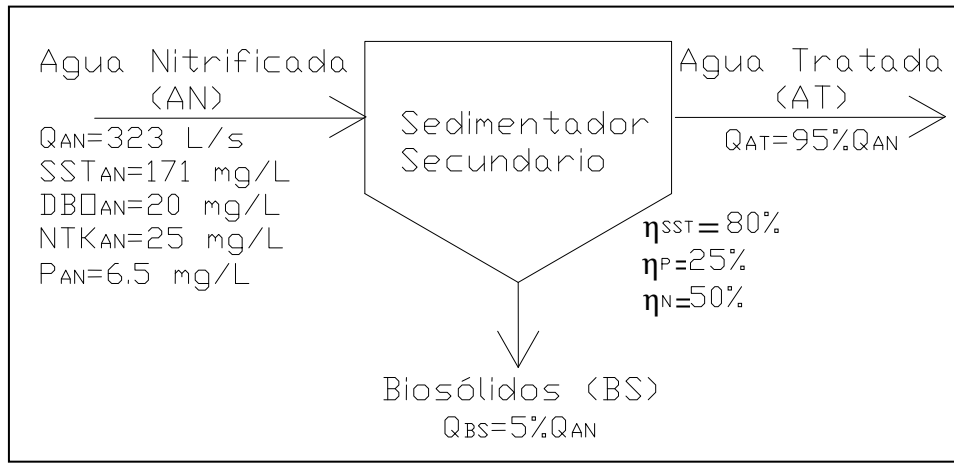
La remoción de nitrógeno en el filtro rociador es el 12% de la DBO removida en la eficiencia celular (Eckenfelder, 1995)

$$N = 0.12 * 0.6 * \left(136 \frac{mg}{L} - 20 \frac{mg}{l}\right) = 8 \text{ mg/l}$$

El nitrógeno total (NTK_{AN}) en el efluente será: 33 mg/l – 8 mg/l = 25 mg/l

Ya que el efluente llevará una concentración de 25 mg/l y el valor máximo que se requiere para cumplir con la norma es de NTK = 15 mg/l, se requerirá desnitrificar 10 mg/l de Nitratos. Para dicha desnitrificación se propone un tanque de lecho móvil con condiciones anóxicas.

A-4 SEDIMENTADOR SECUNDARIO



Características del Agua Tratada

Gasto del efluente /Agua tratada): $Q_{AT} = 0.95 * 323 \text{ L/s} = 307 \text{ L/s}$

No se considera que haya remoción de DBO en el sedimentador secundario

$$DBO_{AT} = \frac{(1 - 0) \left(323 \frac{\text{l}}{\text{s}}\right) \left(26 \frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)}{307 \text{ l/s}} = 27 \text{ mg/l}$$

$$SST_{AT} = \frac{(1 - 0.80) \left(323 \frac{\text{l}}{\text{s}}\right) \left(195 \frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)}{307 \text{ l/s}} = 41 \text{ mg/l}$$

$$P_{AT} = \frac{(1 - 0.25) \left(323 \frac{\text{l}}{\text{s}}\right) \left(6.7 \frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)}{307 \text{ l/s}} = 5.3 \text{ mg/l}$$

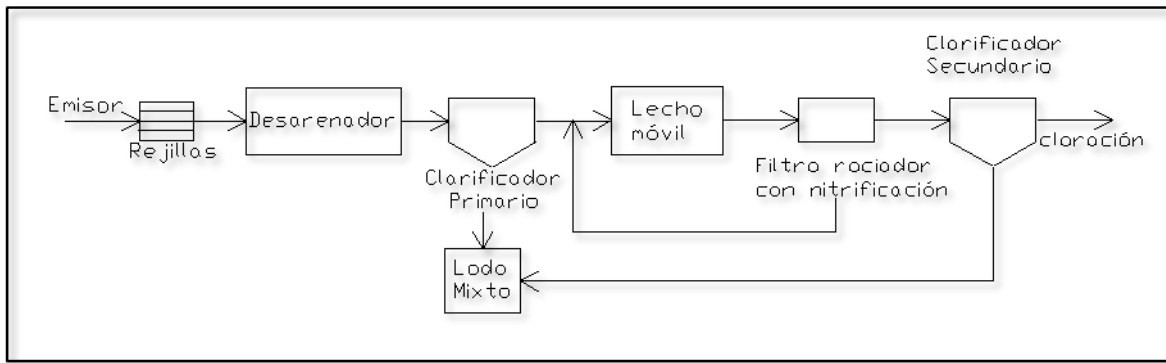
Características de biosólidos (BS)

$$Q_{BS} = 0.05 * 323 \text{ l/s} = 16 \text{ l/s}$$

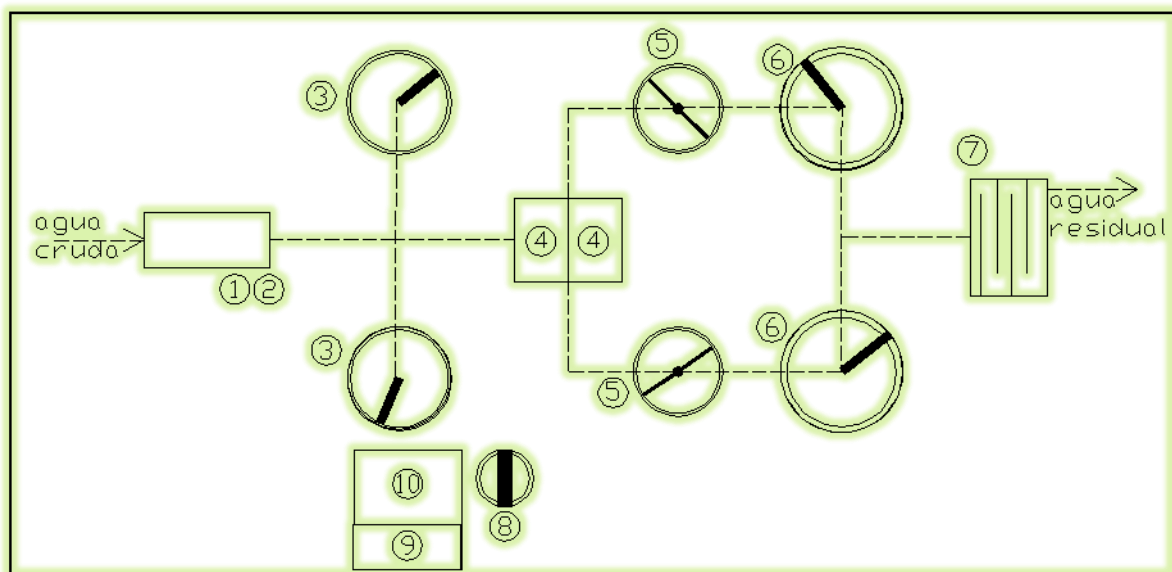
$$DBO_{BS} = \frac{\left(323 \text{ l/s}\right) \left(20 \frac{\text{mg}}{\text{l}}\right) - \left(307 \text{ l/s}\right) \left(21 \frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)}{16 \text{ l/s}} = 1 \text{ mg/l}$$

$$SST_{BS} = \frac{\left(323 \text{ l/s}\right) \left(171 \frac{\text{mg}}{\text{l}}\right) - \left(307 \text{ l/s}\right) \left(36 \frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)}{16 \text{ l/s}} = 2,761 \text{ mg/l}$$

ANEXO B DIAGRAMA DE PROCESOS



ANEXO C ARREGLO GENERAL DE LA PLANTA



TREN DE AGUA

- ① CANAL DE REJILLAS Y DESARENADOR
- ② CÁRCAMO DE BOMBEO
- ③ CLARIFICADOR PRIMARIO
- ④ REACTOR DE LECHO MÓVIL
- ⑤ FILTRO ROCIADOR
- ⑥ CLARIFICADOR SECUNDARIO
- ⑦ CLORINADOR

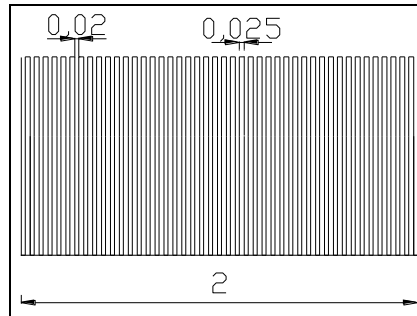
TREN DE LODOS

- ⑧ ESPESADOR DE LODOS
- ⑨ DIGESTOR DE LODOS
- ⑩ DESHIDRATADO DE LODOS

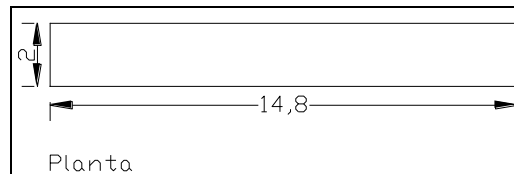
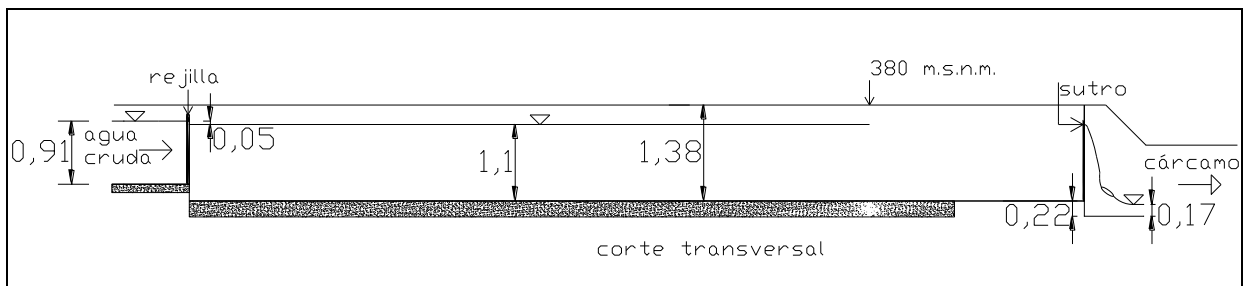
ANEXO D DIAGRAMA DIMENSIONAL DE CADA UNIDAD DE TRATAMIENTO

Acotaciones en metros

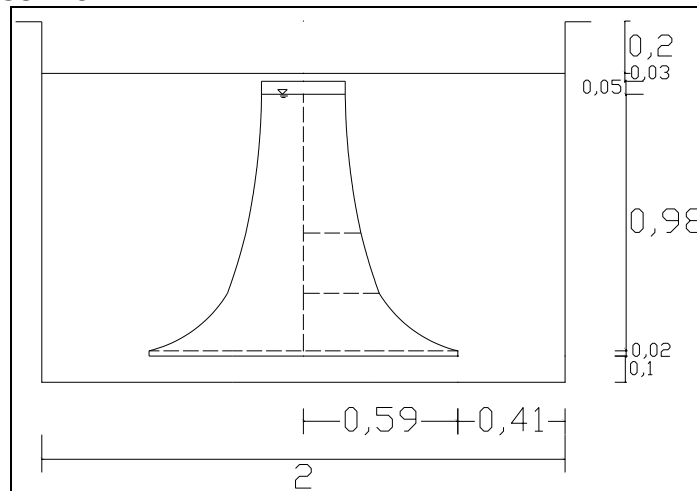
D-1 REJILLAS



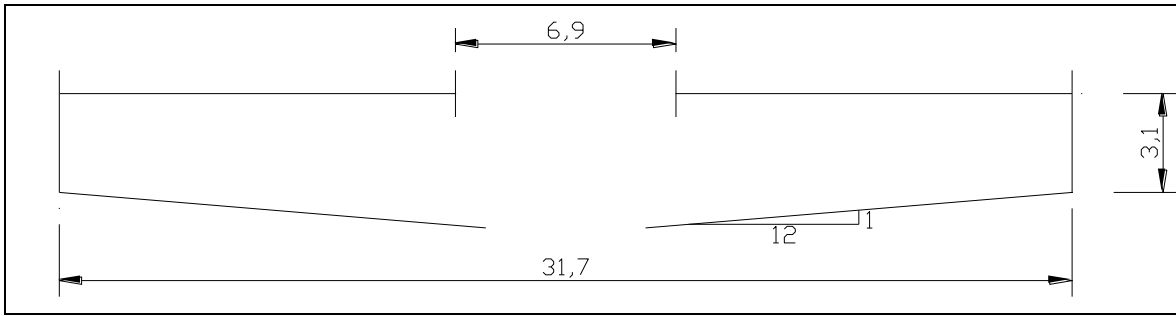
D-2 CANAL DESARENADOR



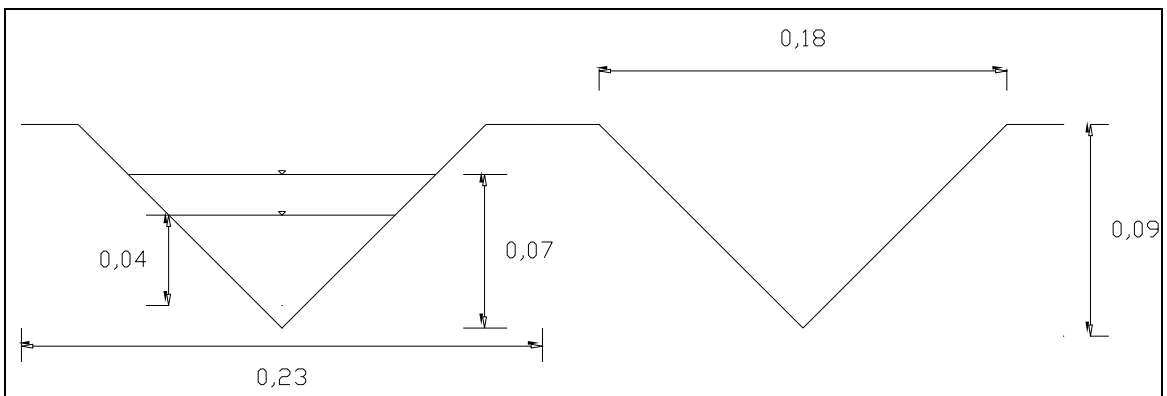
D-3 VERTEDOR SUTRO



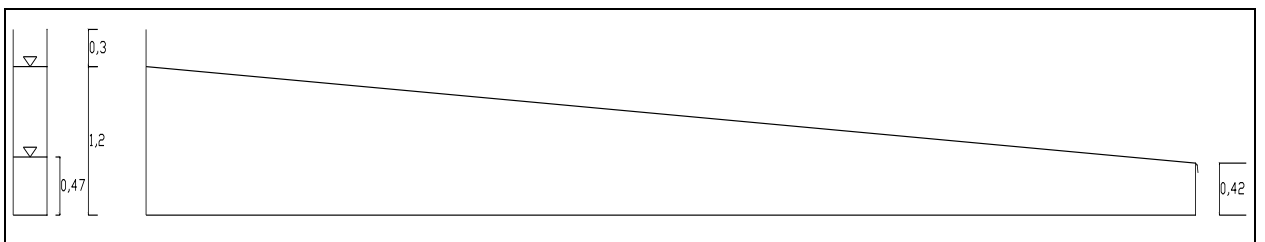
D-4 SEDIMENTADOR PRIMARIO



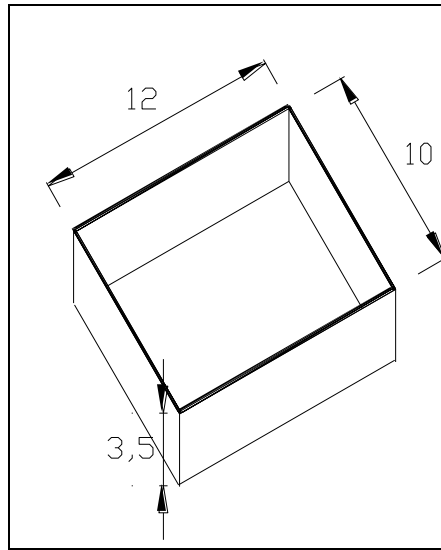
VERTEDOR



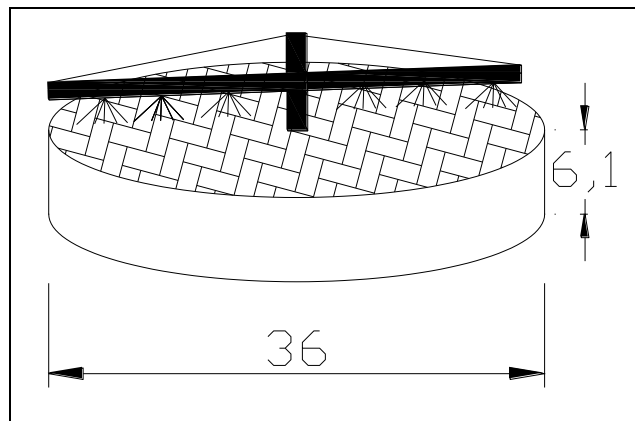
CANAL COLECTOR



D-5 REACTOR DE LECHO MÓVIL



D-6 FILTRO ROCIADOR



D-7 SEDIMENTADOR SECUNDARIO

