



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES PARA LA ESCUELA
NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON, EMPLEANDO ECO TECNOLOGIAS
(HUMEDALES ARTIFICIALES)”

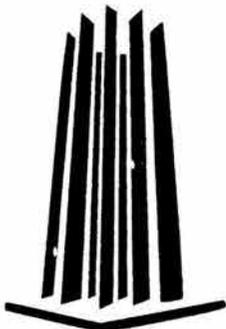
T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

I N G E N I E R A C I V I L

P R E S E N T A :

MARQUEZ VAZQUEZ MARJORIE



ASESOR: I. Q. SERGIO ALFONSO MARTINEZ GONZALEZ

MEXICO

2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN**

**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA LA ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN, EMPLEANDO
ECO TECNOLOGÍAS (HUMEDALES ARTIFICIALES)”**

**T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERA CIVIL
PRESENTA
MÁRQUEZ VÁZQUEZ MARJORIE**

**ASESOR:
I.Q. SERGIO ALFONSO MARTÍNEZ GONZÁLEZ**

MÉXICO

2003



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON - UNAM

JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERIA CIVIL

OFICIO No. ENAR/JCIC/0431/2003.

ASUNTO: Sinodo.

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
SECRETARIO ACADÉMICO
P R E S E N T E

Por medio del presente me permito relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Sinodo del Examen Profesional del C. MARJORIE MÁRQUEZ VÁZQUEZ, con número de cuenta: 09850511-7, con el tema de tesis: " DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN, EMPLEANDO ECO TECNOLOGÍAS (HUMEDALES ARTIFICIALES) ".

PRESIDENTE:	ING. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ
VOCAL:	ING. PATROCINIO ARROYO HERNÁNDEZ
SECRETARIO:	ING. LUIS POMPOSO VIGUERAS MUÑOZ
SUPLENTE:	ING. MARTÍN ORTIZ LEÓN
SUPLENTE:	I. Q. SERGIO ALFONSO MARTÍNEZ GONZÁLEZ

Quiero subrayar que el director de tesis es el I.Q. Sergio Alfonso Martínez González, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

A T E N T A M E N T E
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "

San Juan de Aragón. Estado de México, a 6 de noviembre del 2003.

EL JEFE DE CARRERA

ING. MARTÍN ORTIZ LEÓN.



ccp Lic. Ma. Teresa Luna Sanchez - Jefa del Departamento de Servicios Escolares
Ing. Karla Ivonne Gutierrez Vazquez - Secretaria Técnica de la carrera de Ingeniería Civil
I.Q. Sergio Alfonso Martínez González - Director de Tesis
Comite de Tesis
- Interesado

MOL:dlc*

A Dios:

Por estar conmigo en todo momento y permitirme llegar a esta etapa de mi vida. Dedicado a ti.

A la UNAM, ENEP ARAGÓN.

Por la oportunidad de estudiar esta maravillosa carrera y darme además de una formación profesional, una riqueza cultural y humana

A mi Madre Gloria Vázquez Ramírez.

Gracias Mamá por traerme a este mundo y apoyarme en todas y cada una de las cosas que he deseado hacer, por tu paciencia, esfuerzo y cuidados.

A mi Padre Rafael Márquez González.

Que este trabajo represente para ti un orgullo y un recuerdo de tu hija mayor que siempre te tiene presente.

A mi hermanita Monserrat.

Por compartir conmigo todas las experiencias vividas, por tu apoyo y comprensión. Por ser además de mi hermana mi amiga.

A mis Tíos Josefina y Mariano Allen.

Gracias por todo su apoyo y cariño durante todos estos años, pues ustedes más que tíos han sido como mis segundos padres.

A mis Maestros.

Por compartir sus conocimientos y experiencia de trabajo, siempre con paciencia y dedicación.

A mi Asesor.

Por el tiempo dedicado a la revisión y dirección de este trabajo para que éste llegara a buen término. Gracias por todo lo aprendido.

A mis sinodales.

Por las atentas observaciones hechas para la mejora de este trabajo, además del tiempo otorgado para las mismas.

Al Centro Tecnológico Aragón.

Por el préstamo de sus instalaciones para la realización de análisis, y otras actividades relacionadas con este trabajo. Así como al personal que labora en él.

A mis amigos y a todos aquellos que colaboraron en la realización de este trabajo, que para no correr el riesgo de omitirlos no menciono.

GRACIAS.

ÍNDICE.

Introducción.

1. Ecotecnologías

1.1. Tipos de Ecotecnologías.....	2
1.1.1. Lagunas de Estabilización.....	3
1.1.2. Humedales Naturales.....	6
1.1.3. Humedales Artificiales.....	9
1.1.4. Sistemas Superficiales de Tasa Lenta.....	9
1.1.5. Infiltración Rápida.....	11
1.1.6. Riego.....	13
1.1.7. Flujo Superficial sobre cubierta vegetal...	16

2. Humedales Artificiales

2.1. Antecedentes.....	18
2.1.1. Proceso del Instituto Max Plank PIMP o Krefeld Sysytem.....	19
2.1.2. Método de la Zona d Raíz MZR (Root Zone Method).....	19
2.1.3. Proceso Lelystad.....	20
2.2. Componentes de un Humedal Artificial.....	21
2.2.1. El Agua.....	21
2.2.2. Substratos, sedimentos y restos de vegetación.....	22
2.2.3. Vegetación.....	22
2.2.4. Microorganismos.....	23
2.2.5. Fauna.....	24
2.3. Clasificación de los Humedales Artificiales.....	24
2.3.1. Sistemas de plantas de libre flotación.....	25
2.3.2. Sistemas de plantas de raíces emergentes.....	26
2.3.3. Sistemas subemergentes.....	31
2.3.4. Sistemas multietapa.....	31

3. La Vegetación de los Humedales Artificiales

3.1. Plantas emergentes.....	34
3.1.1. Espadaña.....	34
3.1.2. Juncos (<i>Scirpus</i>).....	35
3.1.3. Carrizos (<i>Phramites</i>).....	35
3.2. Plantas flotantes.....	36
3.2.1. Lenteja de agua (<i>Lemna minor</i>).....	36

3.2.2. Ivy-leaved duckweed o lenteja hojas de hiedra (<i>Lemna trisulca</i>).....	37
3.2.3. Gibbous duckweed o lenteja gibbous (<i>Lemna gibba</i>).....	38
3.3. Plantas Subemergentes.....	38
3.3.1. Elodea (<i>Elodea canadensis</i>).....	38
3.3.2. <i>Isoetes lacustris</i>	39
3.3.3. <i>Potamogeton crispus</i> L.....	40
4. Métodos de Diseño.....	
4.1. Comparación de modelos de diseño.....	41
4.1.1. Sistemas de flujo superficial.....	43
4.1.2. Sistemas de flujo subsuperficial.....	45
4.2. Modelos para el diseño de humedales artificiales en función del contaminante a eliminar.....	46
4.2.1. Eliminación de DBO ₅	46
4.2.2. Eliminación de sólidos en suspensión.....	49
4.2.3. Eliminación de Nitrógeno.....	50
4.2.3.1. En sistemas de flujo superficial.....	50
4.2.3.2. En sistemas de flujo subsuperficial.....	54
4.2.4. Eliminación de fósforo.....	56
4.3. Diseño Hidráulico.....	57
4.3.1. Sistema de flujo superficial.....	57
4.3.2. Sistema de flujo subsuperficial.....	58
4.4. Criterios y Recomendaciones.....	62
4.4.1. En sistemas de flujo superficial.....	62
4.4.2. En sistemas de flujo subsuperficial.....	64
5. Aspectos Generales del Medio Natural y Socio-Económico de la ENEP Aragón.....	
5.1. Medio físico y natural.....	66
5.1.1. Ubicación.....	66
5.1.2. Fisiografía.....	67
5.1.3. Geología.....	67
5.1.4. Clima.....	68
5.1.4.1. Estaciones meteorológicas.....	69
5.1.5. Hidrología.....	70
5.1.6. Vientos dominantes.....	76
5.1.7. Flora y fauna.....	76
5.2. Aspectos Socio- económicos.....	77
5.2.1. Demografía.....	77
5.2.2. Infraestructura.....	83
5.2.2.1. Abastecimiento de agua potable.....	83
5.2.2.2. Red de alcantarillado.....	84
5.2.2.3. Instalaciones eléctricas.....	84

5.2.2.4. Sistemas de comunicación.....	84
5.2.2.5. Servicios médicos.....	84
5.2.2.6. Vías de comunicación.....	84
5.2.2.7. Nivel Socioeconómico de la Comunidad de la ENEP Aragón.....	85
5.3. Medio Socio – Cultural.....	85
6. Propuesta de Saneamiento	
6.1. Identificación de fuentes de contaminación.....	87
6.2. Caracterización de las aguas residuales.....	92
6.3. Sistema de tratamiento.....	95
6.3.1. Balance de materia.....	99
6.4. Dren Emisor a la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.....	101
6.4.1. Consideraciones.....	101
6.4.2. Criterios de diseño.....	104
6.4.3. Determinación del gasto de aguas negras.....	112
6.4.3.1. Mediante el consumo de agua potable.....	112
6.4.3.2. Mediante el aforo de la salida de aguas residuales.....	113
6.4.3.3. Mediante la dotación determinada por el reglamento de construcción del DF. (RCDF).....	115
6.4.3.3.1. Dotación actual determinada por el R. C. D. F. y aportación de aguas negras.....	116
6.4.3.3.2. Aportación de aguas negras futura.....	116
6.5. Pretratamiento.....	118
6.5.1. Rejillas.....	118
6.5.1.1. Criterios de diseño.....	118
6.5.2. Canal desarenador.....	120
6.5.2.1. Criterios de diseño.....	121
6.5.3. Control de la velocidad.....	123
6.5.3.1. Vertedor proporcional.....	123
6.5.3.2. Medidor Parshall.....	125
6.6. Cárcamo de bombeo.....	129
6.6.1. Criterios de diseño.....	129
6.7. Línea de Conducción a Presión.....	133
6.7.1. Criterios de diseño.....	133
6.8. Humedal Artificial.....	135
6.8.1. Criterios de diseño.....	135
6.9. Desinfección por Cloración.....	137
6.10. Tanque de Almacenamiento.....	141
7. Memoria de Cálculo	
7.1. Dren emisor.....	142

7.1.1. Determinación del gasto de aguas negras.....	142
7.1.1.1. A través del consumo de agua potable.....	142
7.1.1.2. Determinación del gasto. a través del aforo de la salida de aguas residuales.....	145
7.1.1.3. Aportación de aguas negras actual determinada por la dotación de agua potable según el R. C. D. F.....	147
7.1.1.3.1. Aportación de aguas negras futura.....	148
7.1.2. Cálculo del emisor.....	148
7.2. Diseño del canal que contendrá las rejillas y el desarenador. (Pretratamiento).....	151
7.2.1. Determinación de la sección del canal.....	151
7.2.2. Transición.....	153
7.2.3. Rejillas.....	154
7.2.3.1. Longitud de las rejillas.....	154
7.2.3.2. Número de barras.....	154
7.2.3.3. Pérdida de carga.....	154
7.2.4. Canal desarenador.....	155
7.2.4.1. Longitud teórica.....	155
7.2.4.2. Acumulación de arenas.....	155
7.3. Canal Parshall.....	156
7.4. Cárcamo de bombeo.....	157
7.4.1. Condiciones actuales.....	157
7.4.2. Condición futura.....	159
7.4.3. Cálculo del diámetro de la tubería de succión para ambas bombas.....	161
7.4.3.1. Para la bomba de 10 L/s.....	161
7.4.3.2. Para la bomba de 30 L/s.....	162
7.4.4. Cálculo de la potencia del equipo de bombeo.....	162
7.4.4.1. Bomba de 10 L/s.....	162
7.4.4.2. Bomba de 30 L/s.....	167
7.5. Línea de conducción.....	170
7.5.1. Conducción de la línea con 10 L/s.....	170
7.5.2. Operación de la línea con 30 L/s.....	173
7.5.3. Cantidades de obra.....	176
7.6. Humedal Artificial de flujo horizontal subsuperficial.....	176
7.6.1. Determinación del área del humedal en función de la remoción de la DBO ₅ . condición actual.....	176
7.6.1.1. Verificación del área por temperatura.....	178
7.6.1.2. Porcentaje de remoción de SST.....	181
7.6.2. Determinación del área del humedal en función de la remoción de la DBO ₅ . Condición futura.....	181
8. Conclusiones y Recomendaciones.....	183
Bibliografía.....	188
Anexos.....	192

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo plantea una alternativa para el tratamiento de las aguas residuales generadas en la ENEP Aragón, mediante el uso de tecnología de bajo costo que permitirá la limpieza de éstas y ser destinadas al riego de áreas verdes, lo cual significará un ahorro en el consumo de agua potable, sin olvidar, que el contar con una planta de tratamiento dentro de la institución ofrece una función didáctica y por el tipo de tecnología, también se obtienen beneficios estéticos.

Los humedales artificiales, nombre de la tecnología propuesta, así como las lagunas de estabilización, los sistemas superficiales de tasa lenta, entre otros, pertenecen al grupo de las llamadas Ecotecnologías, las cuales se explican en el Capítulo 1.

El origen, empleo y desarrollo de los humedales artificiales a lo largo de la historia se tratan en el Capítulo 2, junto con su clasificación, componentes y la comparación de éstos con los humedales naturales.

Las plantas, elementos fundamentales de un humedal artificial y cuyo papel es crucial en el tratamiento del agua residual, según el tipo de humedal, son descritas en el Capítulo 3.

En el Capítulo 4, se muestran los métodos de diseño para cada tipo de humedal, según su funcionamiento hidráulico y el contaminante a remover.

Para la elaboración de todo proyecto, es necesario conocer los aspectos generales del medio físico como son la ubicación de la zona dónde se realizará el mismo, su fisiografía, geología, hidrología, clima, etc. Además de los aspectos socio-económicos tales como la demografía y la infraestructura urbana, por lo cual, el Capítulo 5 describe todos estos aspectos para el proyecto de una planta de tratamiento para el ENEP Aragón.

Debido a que en la realización de un proyecto ejecutivo es necesario realizar la ingeniería de detalle en todos los ámbitos (estructural, geotecnia, hidráulica, etc.), y que ello representa una labor muy extensa, este trabajo de tesis se ha limitado al diseño conceptual de la planta de tratamiento, es decir, las unidades que la conforman y sus características, criterios de diseño para cada una, ubicación de la planta, etc., en otras palabras, se efectuó un trabajo de ingeniería básica. Todo lo anterior puede apreciarse en el Capítulo 6.

El Capítulo 7, contiene la memoria de cálculo de cada unidad del tren de tratamiento propuesto conforme a los criterios de diseño establecidos en el capítulo anterior.

Por último, se exponen las conclusiones a las que se llegaron y se dan las recomendaciones para la construcción del sistema de tratamiento propuesto.

CAPÍTULO 1.

ECOTECNOLOGÍAS.

En los últimos años la preocupación por la mejora del ambiente se ha acrecentado a nivel mundial, debido a los graves problemas de contaminación atmosférica, de cuerpos de agua subterráneos y superficiales, del suelo, a la tala inmoderada de árboles, etc. Por lo cual, se ha tenido la necesidad de generar nuevas tecnologías que cumplan con este propósito.

Al observar la naturaleza, se aprecia la generación de ciertos procesos en los cuales se provoca una "contaminación natural", como son las erupciones volcánicas, incendios forestales o bien, la muerte de los organismos, entre otros. Sin embargo, estos procesos son contrarrestados por otros denominados de auto depuración o auto purificación.

Con el fin de solucionar los problemas de contaminación del ambiente tanto natural como antropogénica, y a su vez, el aprovechamiento de la energía, surgen las llamadas ecotecnologías basadas en procesos de auto purificación, donde se aprovechan los componentes del ambiente como son, flora, microorganismos, energía solar, suelo, entre otros, fomentando así un desarrollo sustentable.

Como ejemplos de ecotecnología se pueden mencionar:

- ❖ La generación de energía eléctrica por medio de paneles fotovoltaicos o fotoceldas.
- ❖ Las casas autosustentables que aprovechan los residuos que generan para obtener otras fuentes de energía como el biogás.
- ❖ Los sistemas naturales para el tratamiento de las aguas residuales.

Éstos últimos se basan en:

- ❖ Procesos físicos como la filtración, sedimentación, adsorción, el intercambio iónico y transferencia de gases.
- ❖ Procesos químicos como la precipitación química y la óxido – reducción.
- ❖ Procesos biológicos como la degradación, la fotosíntesis, la foto – oxidación y asimilación de algunos compuestos por las plantas.

Estos procesos se llevan a cabo de forma simultánea en un medio natural y pueden verse como un solo sistema, mientras que en un medio artificial los procesos se llevan a cabo de forma separada y secuencialmente, a lo cual se tiene que aplicar energía y cada proceso es un sistema. ⁽¹⁾

A continuación, se presenta un esquema donde se muestra la subdivisión de las ecotecnologías para el tratamiento de aguas residuales:



1.1 Tipos de Ecotecnologías.

Las ecotecnologías citadas en el apartado anterior serán explicadas brevemente en los siguientes párrafos.

1.1.1 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

Las lagunas de estabilización son cuerpos de agua creados artificialmente, normalmente contruidos de tierra, presentan un bordo libre entre 0.5 y 1.0 m dependiendo del área de la laguna. ⁽²⁾ Son diseñados para el tratamiento de aguas residuales por medio de la interacción de la masa biológica o biomasa (algas, bacteria, protozoarios, etc.), la materia orgánica de los desechos y otros procesos naturales (mecánica del fluido y factores físicos, químicos y meteorológicos).

El término lagunas de oxidación se empleaba en el pasado para implicar la oxidación de la materia orgánica con el oxígeno producido por las algas a través de la fotosíntesis. Este aspecto es importante pero existen otros procesos que intervienen en la descomposición de la materia orgánica como lo es la estabilización por digestión anaerobia.

La finalidad del proceso es obtener un efluente de características definidas en Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Oxígeno Disuelto (OD), Sólidos Suspendidos (SS), nutrientes, microorganismos, entre otros, de acuerdo a su reuso agrícola, piscícola o para descarga a cuerpos receptores. ⁽³⁾

Dependiendo del propósito del tratamiento de las aguas residuales y a su contenido de oxígeno, las lagunas de estabilización se pueden clasificar en:

- ❖ Lagunas anaerobias donde se puede remover sólidos y materia orgánica
- ❖ Lagunas facultativas para la remoción de materia orgánica y microorganismos patógenos
- ❖ Lagunas de maduración para la remoción de patógenos. ⁽²⁾

El arreglo de estas lagunas para obtener aguas tratadas de mayor calidad puede ser en serie o en paralelo, con relación a la secuencia de sus unidades, pudiendo existir combinaciones de varios tipos.

En función del lugar que ocupan respecto a otros procesos, se pueden agrupar en:

- ❖ Primarias o de aguas residuales crudas.
- ❖ Secundarias si reciben efluentes de otros procesos.
- ❖ Terciarias o de maduración si su propósito es disminuir el número de organismos patógenos.

Por último, según las condiciones de descarga que se presenten se pueden clasificar en:

- ❖ Lagunas de descarga continua.
- ❖ Lagunas de retención completa.
- ❖ Lagunas de regulación y descarga controlada.

Los arreglos de un sistema lagunar pueden comprender una única laguna (facultativa) y lagunas en serie (anaerobia, facultativa y maduración). Además, es deseable construir series del mismo tipo para permitir una operación en paralelo.

Hay algunos tipos especiales de lagunas: lagunas sépticas, lagunas facultativas parcialmente aireadas, reservorios para el almacenamiento de efluentes, lagunas de macrofitas y lagunas de alta tasa algal, las últimas dos en particular son más complicadas, caras y problemáticas que las lagunas anaerobias, facultativas y de maduración, por lo que generalmente no se recomiendan, aunque algunas circunstancias locales pueden justificar su uso.

Lagunas anaerobias.

Se caracterizan por la presencia de bacterias que no requieren oxígeno disuelto para la descomposición de la materia orgánica. Este proceso se llama digestión anaerobia, presentándose en tres etapas:

1) Hidrólisis y fermentación ácida.

Es llevada a cabo por organismos formadores de ácidos que atacan las sustancias orgánicas y las transforman en ácidos orgánicos, alcoholes y dióxido de carbono (CO_2). Las bacterias responsables de esta etapa pertenecen a diferentes grupos y pueden ser anaerobias y facultativas.

2) Homoacetogénesis.

Los productos de fermentación producidos anteriormente son convertidos en acetato, hidrógeno (H_2) y CO_2 , por un grupo de bacterias denominadas "acetogénicas".

3) Metanogénesis.

Es realizada por un grupo de bacterias metanogénicas que son anaerobias, las cuales oxidan los bicarbonatos y el acetato en metano y carbonatos. Este grupo de bacterias son sensibles a variaciones de carga, pH y temperatura. Durante la degradación, el 90% de la materia orgánica se transforma en biogás.

Las lagunas anaerobias son tanques profundos de 2.0 m a 5.0 m, pueden recibir cargas orgánicas altas. Funcionan como tanques sépticos abiertos, siendo su función primaria remover DBO; trabajan extremadamente bien en climas cálidos y los tiempos de retención son cortos.

El efluente de una laguna anaerobia puede presentar una coloración que puede variar entre amarillo a café oscuro y gris oscuro, no obstante, en algunas ocasiones inician su operación con cargas orgánicas reducidas, por lo que no llegan a establecerse condiciones anaerobias, presentando una coloración rosada.

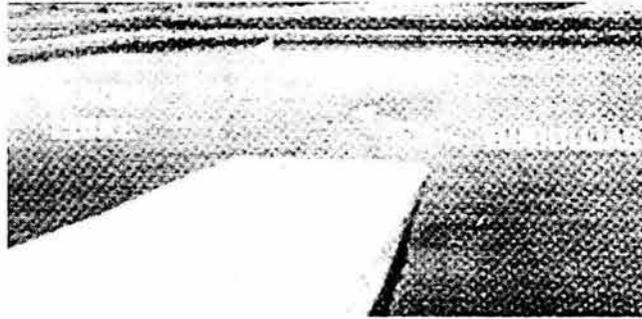


Figura 1) Laguna anaerobia. Coloración gris del agua.

Una desventaja en estas lagunas es el olor que puede generarse en el caso de recibir una carga orgánica mayor a la de diseño y también si el influente presenta una concentración de sulfatos mayor a 500 mg/L. ⁽³⁾

Lagunas facultativas.

Se diseñan para tirantes entre 1.5 m y 2.0 m. en ellas el proceso de degradación se lleva a cabo en tres fases, en el fondo de la laguna existen condiciones anaerobias que generan biogás y que producen un ligero mezclado. La fase intermedia llamada facultativa la llevan a cabo microorganismos facultativos y presentan la etapa de transición entre las condiciones aerobias y anaerobias. En la superficie se lleva a cabo la fase aerobia, la producción de oxígeno se realiza por medio de las algas que utilizan como fuente de energía la luz solar en el estanque, proveyéndole al agua una coloración verde oscuro brillante (alta concentración de oxígeno disuelto y pH) y la ausencia de malos olores. ⁽²⁾



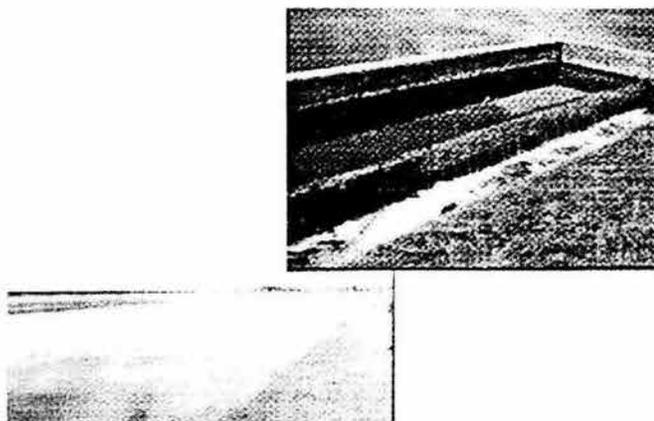
Figura 2) Medición de tirante y profundidad de lodos en una laguna facultativa

Lagunas maduración.

También llamadas aerobias, reciben el efluente de la laguna facultativa, son menos profundas que las anteriores (1.0 - 1.5 m). Su tamaño y número depende de la calidad bacteriológica requerida para el efluente final. En estas lagunas no hay una zona anaerobia, toda es aerobia, la cual tiene la función de remover los microorganismos patógenos excretados, lo que ocurre por sedimentación de algunas bacterias o por muerte ocasionada por los rayos UV del sol. Esta función es extremadamente eficiente cuando se diseñan las lagunas en serie.

Las lagunas de maduración remueven solo una pequeña parte de la DBO, pero su contribución a la remoción de nutrientes puede ser significativa.⁽³⁾

El agua de las lagunas de maduración presenta una coloración verde y está libre de olor.⁽²⁾



**Figura 3) Laguna de maduración (foto izquierda).
Estructura de salida (foto derecha)**

1.1.2 HUMEDALES NATURALES.

La Convención sobre humedales los define en forma amplia como: "las extensiones de marismas, pantanos y turberas, o superficies cubiertas de aguas, sean estas de régimen natural o artificial, permanentes o temporales, estancadas o corrientes, dulces, saladas, incluidas las extensiones de agua marina cuya profundidad en marea baja no exceda de seis metros." ⁽⁵⁾

Presentan una vegetación típica adaptada para vivir en condiciones de suelo saturado. Son sistemas de transición entre zonas terrestres y acuáticas. ⁽⁴⁾

Los humedales tienen como característica principal el elevado contenido de agua en el suelo, debido a que están saturados hasta la superficie o muy cerca de ella.

El suelo en general está formado por materiales inorgánicos, por materia orgánica y por poros que contienen aire, agua o aire y agua, está sometido a la presión atmosférica, y a medida que aumenta la profundidad, ésta va aproximándose a la presión del agua. Cuando llegan a ser iguales estamos en la **superficie piezométrica**. La parte superior a ésta, será la zona no saturada y la parte inferior será la zona saturada.

La zona no saturada está caracterizada porque los poros contienen aire, agua o aire y agua, y porque la circulación del agua depende básicamente de la gravedad (tendencia al movimiento vertical).

El agua de la zona saturada tiene otros movimientos al no estar regida su circulación sólo por gravedad y depende de las presiones que aporta el suelo circundante y de las propias del agua.

Los tipos básicos de humedales naturales se explican en los siguientes párrafos.

Lagunas naturales:

- ❖ Endorreicas: sin salida de las aguas superficiales.
- ❖ Litorales:
 - ♣ Albuferas: en comunicación con el mar.
 - ♣ Lagunas de influencia marina.
 - ♣ Zonas cubiertas por aguas saladas y dulces simultáneamente
 - ♣ Esteros: canales y estrechos ríos a donde entran las mareas.

- ♣ Charcas: depósitos de aguas en fondos de quebradas o en el llano.
- ♣ De origen fluvial.
- ♣ Tectónicas.
- ♣ De cráteres.

Estuarios: desembocaduras fluviales ensanchadas.

Deltas: terrenos aluviales planos o salientes, en la desembocadura de algunos ríos que se dividen en efluentes,

Marismas: terrenos bajos y pantanosos que inundan las mareas altas.

Lucios: lagunas permanentes, en áreas de marismas.

Turberas.

Pantanos:

- ❖ Ciénegas: zonas pantanosas con cieno.
- ❖ Charcos: depresiones del suelo, pequeñas, que recogen el agua de lluvia durante periodos cortos.
- ❖ Barrizales.

Surgencias: afloramientos de agua.

Embalses.

Marjales: terrenos pantanosos localizados en praderas.

Lagos.

Estanques.

Riberas.

Lechos de río.

Márgenes de embalse.

Canales en uso.

Canales abandonados.

Praderas encharcadizas.

Canteras, graveras y areneros abandonados, con suelos freáticos en la superficie. ⁽⁶⁾

1.1.3 HUMEDALES ARTIFICIALES.

Los Humedales Artificiales son sistemas especialmente diseñados y contruidos por el hombre para tratar las aguas residuales, en éstos se aumenta la capacidad depuradora o eficiencia de tratamiento mediante la optimización de los procesos físicos, biológicos y químicos que ocurren en los ecosistemas de humedales naturales. Los humedales artificiales son sistemas complejos e integrados, en los que el agua, las plantas, los animales, microorganismos y ambiente interaccionan para tratar aguas contaminadas. ⁽⁴⁾ Los humedales artificiales se clasifican a su vez en: de flujo superficial y subsuperficial, pero éstos, serán tratados con mayor profundidad en los siguientes capítulos.

1.1.4 SISTEMAS SUPERFICIALES DE TASA LENTA.

El proceso de tasa baja o lenta es la tecnología de tratamiento de suelo más antigua y de mayor difusión. Este proceso evolucionó a partir de la "agricultura con aguas residuales" desarrollada en Europa durante la década de 1840, hacia la irrigación de aguas residuales utilizada en Estados Unidos durante 1880. La efectividad del tratamiento del suelo fue establecida durante la década de 1860 en Inglaterra. El tratamiento de tasa lenta fue redescubierto en la Universidad de Pensilvania, E. E. U. U. En la década de 1960. La mayoría de las referencias que aún permanecen vigentes datan de 1970. ⁽⁷⁾

Los sistemas superficiales de tasa lenta, consisten en el vertido de agua residual a un terreno con vegetación para ser tratada, y a su vez conocer las necesidades de crecimiento de las plantas que ahí se encuentran. El agua residual es consumida también por los procesos: evapotranspiración y percolación (vertical u horizontal) a través del suelo y en éste último proceso es cuando ocurre el tratamiento.

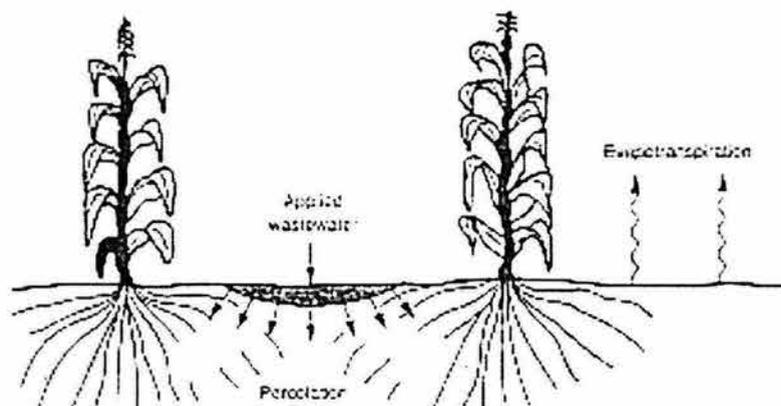


Figura 4) Procesos que se lleva a cabo en los sistemas de tasa lenta (percolación y evapotranspiración)

La tasa a la cual el agua es aplicada al terreno por unidad de área (índice de carga hidráulica), la selección y el manejo de la vegetación, son puntos del diseño funcional del sistema, además de las condiciones del sitio que se presenten.

Los sistemas superficiales de tasa lenta a menudo son clasificados como tipo 1 y tipo 2 dependiendo de los objetivos de diseño. Se dice que es tipo 1 cuando el principal objetivo es el tratamiento de aguas residuales y el índice de carga hidráulica no es controlado por los requerimientos de agua de la vegetación, pero sí está limitado por parámetros de diseño como la permeabilidad del suelo y la velocidad de aplicación de un constituyente del agua residual, tal como el nitrógeno.

Los sistemas tipo 2, son diseñados con el objetivo de reusar el agua en la producción de cultivos o bien para irrigación del terreno. ⁽¹⁾

El área requerida para este tipo de sistema depende del área necesaria para el cultivo, y no de la permeabilidad del suelo o de los requerimientos de tratamiento del agua residual. Aunado a lo anterior, la superficie empleada en estos sistemas es sumamente mayor que la usada en los sistemas tipo 1 para tratar el mismo caudal de agua. ⁽⁷⁾

El agua residual puede ser vertida a cultivos o vegetación (incluidas las zonas boscosas) por varios métodos de rociado o por técnicas superficiales como irrigación en surcos. La aplicación de ciclos intermitentes, generalmente de 4 a 10 días, se realiza para mantener predominantemente las condiciones aerobias del suelo.

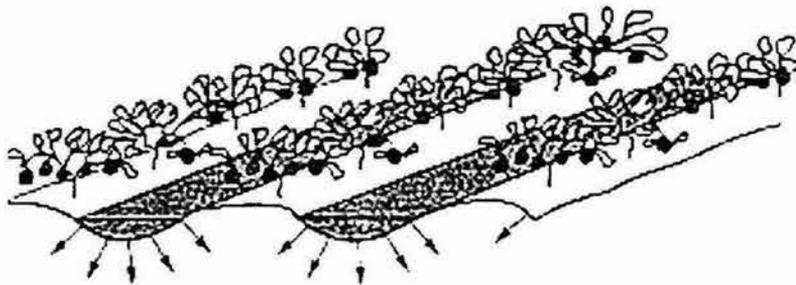


Figura 5) Distribución superficial

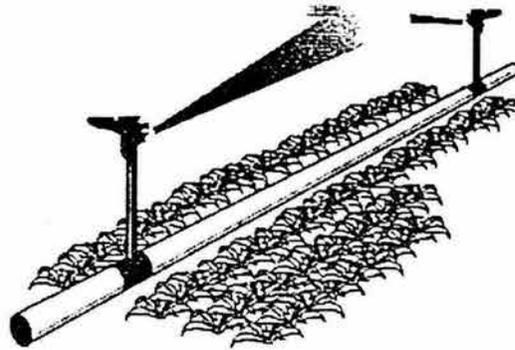


Figura 6) Distribución por rociadores

El uso de índices bajos, combinado con la presencia de vegetación y el activo ecosistema del suelo, hace que los sistemas de tasa lenta tengan el más alto potencial de tratamiento de los sistemas naturales. ⁽¹⁾

1.1.5 INFILTRACIÓN RÁPIDA.

Consiste en un método de inundación del suelo, seguida de una infiltración rápida (IR) a través del subsuelo. Es una tecnología apropiada para el tratamiento de aguas residuales domésticas y municipales, limitada por las características del suelo, los costos del terreno y los impactos sobre el agua subterránea. El proceso se usa para recuperación de agua tratada mediante tuberías de drenaje, pozos, o simplemente para recarga de aguas subterráneas. La vegetación no es, generalmente, parte integral del proceso de infiltración rápida porque las cargas hidráulicas son muy altas y no permiten una remoción efectiva de nutrientes.

El agua residual se trata mediante mecanismos físicos, químicos y biológicos a medida que percola a través de la capa de suelo. Las potenciales trayectorias hidráulicas en un sistema de infiltración rápida se presentan en la figura 7. ⁽⁷⁾

Un proceso de infiltración rápida consiste básicamente en una serie de estanques de tierra, con superficie de suelo expuesta, diseñado para operar en ciclos respectivos de anegamiento, infiltración/percolación y secado. Su diseño involucra, entre otros, los siguientes factores: propiedades de infiltración y percolación del sitio, nivel de pretratamiento requerido, método de aplicación, número y tamaño de los estanques, carga hidráulica, requisitos de operación y mantenimiento, sistemas de drenaje o pozos de extracción y especificaciones de construcción.

El proceso de infiltración rápida permite la remoción de los contaminantes convencionales del agua residual doméstica, es fácil de operar y necesita menos área que otros métodos de aplicación sobre el suelo; es un método de descarga cero que permite la recarga de agua subterránea sin requerir la descarga directa sobre aguas superficiales. El impacto potencial del nitrógeno de nitritos sobre el agua subterránea puede limitar su aplicabilidad.

Las pruebas de infiltración para sistemas de IR, deben hacerse con estanques grandes (de 3.0 x 6.0 m), para obtener valores representativos, preferiblemente con el agua residual que se va a aplicar. El nivel del pretratamiento tiene como objetivo prevenir el taponamiento del suelo y el desarrollo de condiciones indeseables, como malos olores en el sitio de aplicación. En general, el tratamiento primario, o su equivalente, es el nivel mínimo recomendado, especialmente cuando el objetivo del sistema de tratamiento es maximizar la remoción de nitrógeno. Además, la desinfección no es un requisito necesario porque el suelo es efectivo en remover bacterias patógenas y también se evita la formación de subproductos potenciales cancerígenos.

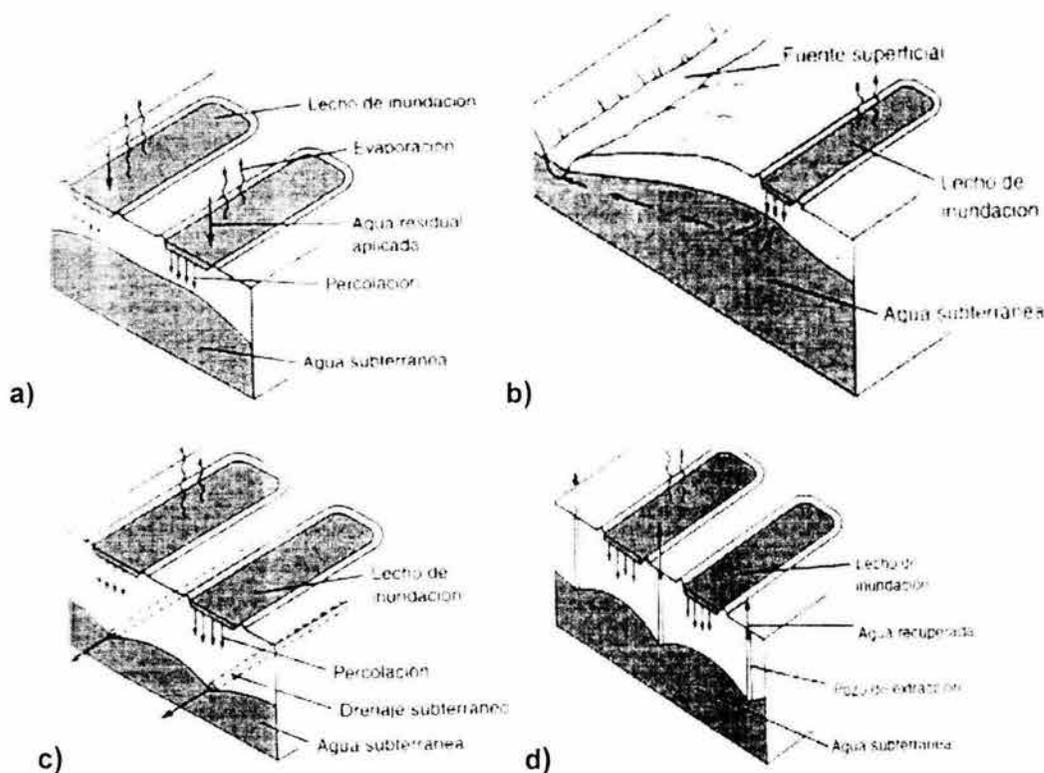


Figura 7) Diagrama de trayectorias hidráulicas potenciales en un sistema de infiltración rápida: a) ruta hacia aguas subterráneas, b) ruta hacia aguas subterráneas poco profundas y aguas superficiales, c) recolección mediante drenajes subterráneos y d) recolección mediante pozos.

Los dos métodos más adecuados para la distribución en sistemas de infiltración rápida, son los aspersores y las lagunas o estanques de fondo permeable. La distribución por aspersores se usa cuando la topografía no permite la construcción de lagunas o cuando es la alternativa más económica. Cuando se usan lagunas de distribución, el área se divide en varias lagunas o estanques de infiltración poco profundos. El agua se alimenta a cada laguna por una red de tuberías con estructura de entrada y placas de salpicamiento. Para asegurar una distribución uniforme del agua, los fondos de las lagunas deben ser planos, con vegetación o sin ella; no obstante, fondos con vegetación requieren más mantenimiento y pueden reducir la tasa de infiltración. ⁽⁸⁾

La clave para efectuar el tratamiento de aguas residuales mediante sistemas de infiltración rápida es la aplicación intermitente del agua residual sobre la superficie del lecho. La inundación continua no sólo reduce en gran medida la velocidad de percolación con el tiempo, sino que no permite el tratamiento aerobio que normalmente ocurre en el suelo. Para permitir la rotación de los lechos en operación se utilizan fosas múltiples que hacen viables el tiempo de reposo y secado requeridos. Un esquema de un sistema tradicional de filtración rápida se muestra en la figura 8. ⁽⁷⁾

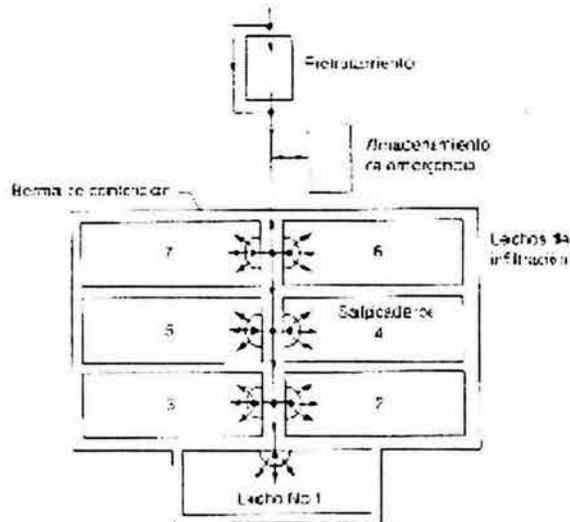


Figura 8) Esquema de un sistema usual de infiltración rápida.

1.1.6 RIEGO.

El riego es una descarga controlada del efluente por métodos diversos, con el objeto de sustentar y favorecer el crecimiento de los vegetales.

El agua residual urbana se distribuye entre las necesidades de los vegetales, la evapotranspiración y percolación a acuíferos. El método de riego a aplicar depende de una serie de factores como son el clima, la topografía, el tipo de suelo, el tipo de cosecha, etc.

Generalmente el agua residual puede quedar depurada hasta el 99% aproximadamente en la DBO, y en los suelos expandidos ocurre lo mismo cuando se atraviesan capas de 0.50 a 1.20 cm. de espesor.

En lo que se refiere a la eliminación o disminución de la concentración de fósforo y nitrógeno, los resultados dependen fundamentalmente del tipo de cosecha, del tipo de suelo, de la intensidad de riego y de la composición bacteriológica del suelo.

La elección del área de vertido depende de una serie de limitaciones que a su vez, están en función de muchos factores. Normalmente éstos son específicos para cada caso.

Por lo que se refiere a los sistemas de riego tenemos a los sistemas por aspersión, surcos y caballones, además del encharcamiento.

Riego por aspersión

El riego por aspersión tiene como base la aplicación del agua residual al suelo similar a la caída de lluvia. La caída en forma de gotas se provoca con un flujo de agua residual a presión mediante una bomba o por depósito elevado, con lanza y con aspersores. Ajustando la presión de las lanzas se puede regular el volumen vertido.

Un sistema de riego por aspersión se compone de una bomba o un depósito elevado, de una red de tuberías principal y una serie de lanzaderas o aspersores.

En el uso de este sistema con aguas residuales urbanas, es necesario tener en cuenta que no se mueve agua limpia, sino que se utilizan cantidades elevadas de materia en suspensión y en disolución, elevada DBO, y, posiblemente muchas sales. Como consecuencia, si el vertido no ha sido sometido a depuraciones y tratamientos previos, aparecerán incrustaciones, sedimentaciones y depósitos donde se acumulan las bacterias. Por ello, se deben estudiar presiones, las pendientes y los diámetros de las conducciones.

Así mismo, se debe estudiar la composición y resistencia de los tubos y el diámetro y la resistencia de las lanzaderas y aspersores. El diámetro de estos aspersores será de 4 a 8 veces superior al clásico, y su resistencia al desgaste deberá ser mucho mayor. La presión será también moderadamente más elevada, y lo mismo el diámetro de las conducciones.

Sistemas de surcos

Por lo que se refiere al riego mediante sistemas de surcos y caballones, el efluente se aplica al suelo mediante flujo por gravedad. El líquido llega por los surcos y va penetrando en el suelo. El terreno a utilizar deberá estar suficientemente llano para permitir un flujo lento del líquido.

El tamaño de los surcos y caballones dependerá, sobre todo, del volumen de vertido que se disponga, del tipo de vegetal cultivado y del tipo de suelo.

Una vez realizado el vertido, debe permitirse que los surcos se sequen, ya que de otro modo se pueden llegar a saturar los poros del suelo, y por consiguiente el agua residual no penetrará hacia el interior.

Los surcos, de ser posible, deberán tener un perfil transversal redondeado, y en general, deben ser amplios, con separación entre líneas, superior a la que se utilizaría en un riego normal.

Este sistema puede ser muy útil, aunque, al igual que el encharcamiento, puede presentar problemas de evaporación excesiva y malos olores.

Riego por encharcamiento

Éste se puede realizar por fajas, por curvas de nivel, o mediante lagunas, efectuándose la separación por caballones.

Se trata de inundar el suelo con un volumen elevado de vertido, de forma que el líquido alcance cierta altura sobre el nivel del suelo, que dependerá del tipo de suelo, volumen de vertido y tipo de vegetación.

Condición fundamental para esta técnica es la nivelación del suelo, es decir, éste debe ser horizontal, de forma que la profundidad sea siempre uniforme. Al igual que en el método anterior, el encharcamiento debe ser periódico, y dejarse que el suelo se seque con objeto de que no se obturen los poros.

La vegetación a utilizar deberá estar constituida por especies que permitan el encharcamiento periódico.

El riego mediante fajas consiste en preparar franjas de terreno con pendiente de 0.2 a 0.3% y con dimensiones de 150.0 a 300.0 m de largo por 6.0 a 8.0 m de ancho, separadas por caballones.

El riego por curvas de nivel se utilizará en zonas como colinas o laderas. Los caballones se colocarán de forma que el vertido no se pierda en el sentido de la pendiente y la distancia entre caballones estará entre 0.5 y 1.0 m.

El riego por lagunas se basa en la preparación de amplias zonas de terreno totalmente llanas y delimitadas mediante caballones. En ellas se vierte el agua residual a la altura deseada. El líquido desaparece por absorción de los vegetales, por preoacción a través del suelo o por evaporación.

Los niveles de aplicación son muy variables, aunque siempre se trata de cantidades medias o elevadas. Dependen sobre todo de la composición del vertido, tipo de suelo y vegetación, clima, etc.

El líquido puede oscilar en el orden de 0.01 a 0.11 m. por semana, según sean las condiciones antes mencionadas. Las cosechas requieren de 0.005 a 0.06 m. por semana según la especie de que se trate.

El vertido sobre zonas forestales admite cantidades muy superiores, que pueden llegar hasta los 0.20 m. por semana.

Una de las limitaciones principales del riego es la producida por el aporte de nitrógeno. Éste debe ser tal, que no supere demasiado el exportado por las cosechas o por la vegetación implantada, de otro modo, existe peligro de contaminación de los acuíferos o de los cursos de agua próximos.⁽⁶⁾

1.1.7 FLUJO SUPERFICIAL SOBRE CUBIERTA VEGETAL.

El flujo superficial es un sistema biológico de tratamiento de película fija, en el cual el pasto y la carga vegetal actúan como zona para el crecimiento biológico.

Los sistemas de flujo superficial se pueden utilizar como unidades de tratamiento preliminar para un sistema de reutilización del agua o para lograr un tratamiento secundario, un tratamiento secundario avanzado o de remoción de nitrógeno, de acuerdo con las restricciones para el vertimiento.

El flujo superficial se alcanza de mejor forma en sitios con baja permeabilidad del suelo y en terrenos inclinados. Sitios con suelo superficial de permeabilidad moderada e impermeables o de baja permeabilidad también pueden ser utilizados. Además, los suelos moderadamente permeables pueden ser compactados para restringir la percolación profunda y asegurar un flujo laminar pendiente abajo.

El flujo superficial puede ser usado en sitios con pendiente del 0 al 12%. La pendiente puede ser construida a partir de terrenos elevados (usualmente se construye de al menos 2%). Una pendiente más inclinada puede ser acondicionada hasta lograr un pendiente final del 8 al 10%. Inclinaciones de menos del 2% requieren atención especial para prevenir puntos bajos que causen encharcamientos. Pendientes superiores al 8% tienen un riesgo grande de causar corto circuitos, acanalamientos y erosión.

Estos sistemas son efectivos para la remoción de DBO, SST (Sólidos Suspendidos Totales), nitrógeno y trazas de compuestos orgánicos. Son menos eficientes en la remoción de fósforo, metales pesados y organismos patógenos.
(7)

CAPÍTULO 2.

HUMEDALES ARTIFICIALES.

2.1. ANTECEDENTES.

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, los humedales artificiales son sistemas especialmente diseñados y construidos por el hombre para tratar las aguas residuales, aumentando en ellos la capacidad depuradora o eficiencia de tratamiento mediante la optimización de los procesos físicos, biológicos y químicos que ocurren en los ecosistemas de humedales naturales.

Se sabe que culturas tan antiguas como la China, Egiptia y la Azteca, utilizaron para descargar sus aguas residuales dispositivos basados en filtros de arena y plantas silvestres que crecían en el lugar.

El documento más antiguo que menciona el uso de los humedales artificiales es una nota escrita a mano por Nemo en 1904 y presentada a H. Brix por Brian Mackney de New South Wales, Australia. En él mencionaba como el agua residual doméstica podía ser tratada en los jardines de las casas, al ser conducida a través de un canal y desembocar a un pequeño jardín con una profundidad de 15 a 18 pulgadas. En el jardín se debían sembrar plantas que crecieran rápidamente y requirieran una gran cantidad de agua como *Arum lilies*. Pero fue hasta la época de los cincuenta que se inician las investigaciones en plantas como el jacinto de agua, como posibles absorbentes de cargas de aguas residuales.⁽⁴⁾

El primer trabajo experimental realizado para investigar el tratamiento de las aguas residuales por plantas de pantano fue desarrollado por la Dra. Käthe Seidel en el Instituto Max Plank en Plön, Alemania. En 1952 investigó la remoción de fenoles de las aguas utilizando *Scirpus lacustris*. En 1953, en un reporte interno, Seidel sugiere que el uso de plantas apropiadas "disminuiría en los mantos acuíferos internos, su sobrefertilización, contaminación y azolve, permitiendo a las aguas contaminadas ser capaces de tener vida una vez más". Para este fin propone a las espadañas, al encontrar que esta especie era capaz de remover grandes cantidades de sustancias orgánicas e inorgánicas de las aguas residuales. En experimentos posteriores, comprobó que las espadañas mejoran y enriquecen el suelo en el que crecen al aumentar el número de bacterias y humus, además de generar antibióticos que eliminan bacterias como coliformes, salmonella y enterococos.

En otro tipo de experimentos, Seidel demostró que las espadañas y otro tipo de plantas superiores, son capaces de eliminar metales pesados e hidrocarburos del tipo de fenoles y sus derivados de las aguas residuales.

Los experimentos de la Doctora Seidel fueron duramente criticados en ese momento, ya que al ser ella una experta en Botánica, solamente los enfocó en el uso de plantas de pantano para la remoción de nutrientes y su transformación de materia orgánica e inorgánica, surgiendo el problema de qué hacer con cosechas altamente contaminadas. A pesar de ello, durante la época de los sesentas estos experimentos fueron escalados al tratar el agua de río para obtener agua potable y las aguas residuales de diferentes tipos, como aguas pluviales y aguas domésticas, originando el desarrollo de tres procesos para el tratamiento de aguas residuales que son: el proceso del Instituto Max Plank PIMP o Krefeld System, el Método de la Zona de Raíz MZR (Root Zone Method) y el proceso Lelystad.

2.1.1. PROCESO DEL INSTITUTO MAX PLANK PIMP O KREFELD SYSTEM

Este proceso fue desarrollado por la Dra. Seidel y colaboradores, recibe su nombre del poblado donde por primera vez fue utilizado.

El diseño consiste en 4 ó 5 etapas en cascada, donde algunas de ellas, además incluyen lechos paralelos. Las dos primeras etapas consisten de lechos donde el agua fluye por gravedad verticalmente y son alimentados intermitentemente. En algunas ocasiones, la primera etapa funciona como pretratamiento para el agua residual. La parte superior de los lechos verticales fue cubierta con arena sobre la cual se plantó *Phragmites australis*, mientras que las partes inferiores contienen grava distribuida en capas de diferentes diámetros. Las siguientes etapas consisten de lechos donde el agua fluye en forma horizontal conteniendo arena o grava y diferentes tipos de macrofitas emergentes como son *Iris*, *Schoenoplectus*, *Typha*, *Sparganium*, *Carex* y *Acorus*.

2.1.2. MÉTODO DE LA ZONA DE RAÍZ MZR (ROOT ZONE METHOD).

Fue desarrollado en los años sesentas por la Dra. Seidel y el Dr. Kickuth en la Universidad de Göttingen, Alemania. Este proceso consiste básicamente de un lecho rectangular plantado con *Phragmites australis*, en suelos seleccionados como son arcilla o arena, la cual puede incluir calcio, hierro o aluminio como aditivos para mejorar la estructura del suelo y promover la precipitación de los fosfatos. El agua residual pretratada mecánicamente fluye bajo la superficie del suelo a través de la raíz de las plantas en forma horizontal. La entrada del influente se encuentra en un extremo del lecho y el efluente es recolectado en el otro extremo.

2.1.3. PROCESO LELYSTAD.

Fue desarrollado en 1967, en Holanda, por la autoridad de desarrollo IJsselmeerpoders. Se utilizó por primera ocasión en las cercanías de Elburg para tratar el agua residual generada en un campamento de verano con una capacidad de 600 personas por día. Con área de una hectárea y 0.4 m de profundidad fue construido en forma de estrella. En este sistema el agua fluye libremente sobre el suelo y entre los tallos de las plantas. Las plantas empleadas fueron del género *Scirpus*. Debido a los problemas generados por el diseño, en 1969 se construyeron zanjas y diques paralelos de 3 m de ancho y 400 m de longitud. Con esta modificación se logró realizar el mantenimiento mecánico al sistema y tener un tiempo de residencia hidráulico de 10 días (similar al obtenido en esas épocas con el MZR).

Es importante mencionar que este sistema requiere el doble de tamaño por unidad de agua tratada o personas servidas, comparado con el MZR. Además presenta el problema de una pequeña disminución de la eficiencia de remoción de contaminantes en invierno y posible congelación de las aguas en países de climas fríos. Asimismo, cuando se aplican flujos de agua residual mayores a los de diseño, se pueden presentar malos olores y proliferación de mosquitos.

A partir de 1970, el gobierno, fundaciones y empresas alemanas respaldaron por medio financiero y científico las investigaciones de los humedales artificiales en tres universidades alemanas ubicadas en Darmstadt, Kassel y Weihenstephan, lo que llevó a que el sistema fuera reconocido en varios estados de Alemania como son: Baja Sajonia, Renania del Norte, Schleswig Holstein y Bavaria.

A nivel internacional, desde 1976 se reportaron en Sudáfrica, EE. UU., y Gran Bretaña experiencias de los sistemas con áreas inundadas, como pantanos y manglares naturales y, a partir de 1986, se empiezan a introducir los sistemas de humedales artificiales.

Para 1985 el Water Research Center (WRC) del Reino Unido empezó sus investigaciones sobre los humedales artificiales, después de realizar una visita a Alemania y constatar las ventajas de este tipo de tecnología. A finales del mismo año empezaron las operaciones del primer sistema que trataba el agua residual generada por 1300 personas y, para 1995, se reportaron más de 400 sistemas en operación.

En Estados Unidos, Wolverton, trabajando para la NASA, realizó los primeros trabajos con humedales artificiales. El objetivo inicial de las investigaciones era buscar el método más eficiente para purificar aire y agua en las estaciones de las colonias de la Luna.

En la actualidad este tipo de ecotecnología es aplicado en varios países de Europa, América, África, Asia y Australia, no solamente para tratar aguas residuales domésticas sino también para tratar efluentes con muy distintas características.

Países europeos como Alemania, Austria e Inglaterra, así como universidades y asociaciones norteamericanas, se han preocupado por transferir esta tecnología a Latinoamérica por medio de convenios a algunos países como Argentina, Nicaragua y México.

En Europa, los sistemas de humedales artificiales son utilizados principalmente como sistemas secundarios para tratar el agua residual generada por comunidades de más de 1000 p.e. (población específica). En Estados Unidos y Canadá, se aplican como sistemas terciarios para grandes poblaciones. Otra diferencia es que los sistemas en Europa son específicamente construidos con la finalidad de dar un tratamiento a las aguas residuales, mientras que en Norteamérica a menudo, son creados a partir de humedales naturales o recuperados.

En los países en vía de desarrollo, el uso de humedales artificiales se ha enfocado principalmente al tratamiento de aguas residuales de tipo doméstico y reuso en el riego de cultivos agrícolas, mientras que los países desarrollados tratan también aguas residuales de tipo industrial y las últimas investigaciones están encaminadas a tratar aguas contaminadas con radiación y metales pesados.⁽⁴⁾

2.2 COMPONENTES DE UN HUMEDAL ARTIFICIAL.

Un humedal artificial está constituido principalmente por una estructura impermeable (recubrimiento de concreto, suelo-cemento, geomembrana) que alberga agua, un sustrato y cierto tipo de plantas. Estos componentes, pueden manipularse al construirse el humedal, sin embargo, las comunidades de microorganismos y de invertebrados acuáticos se desarrollan naturalmente.

2.2.1. EL AGUA.

Es probable que se formen humedales en donde se acumule una pequeña capa de agua sobre la superficie del terreno y donde exista una capa del subsuelo relativamente impermeable que prevenga la filtración del agua en el mismo. Estas condiciones pueden crearse para construir un humedal casi en cualquier parte, modificando la superficie del terreno para que pueda recolectar agua y creando un medio contenedor impermeable que la retenga.

La hidrología es el factor de diseño más importante en un humedal artificial, porque reúne todas las funciones del humedal y no es muy diferente que la de otras aguas superficiales y cercanas a la superficie, sin embargo, puede ser afectado por:

- ❖ Pequeños cambios en la hidrología, los cuales pueden tener efectos importantes en la efectividad del tratamiento.
- ❖ Debido al área superficial del agua y su poca profundidad; el sistema actúa recíproca y fuertemente con la atmósfera a través de la lluvia y la evapotranspiración.
- ❖ La densidad de vegetación afecta fuertemente la hidrología del humedal, primero, obstruyendo caminos del flujo, siendo sinuoso el movimiento del agua a través de la red de tallos, hojas, raíces y rizomas, y segundo, bloqueando la exposición al viento y al sol.

2.2.2. SUBSTRATOS, SEDIMENTOS Y RESTOS DE VEGETACIÓN.

Los sustratos en los humedales construidos incluyen suelo, arena, grava, roca y materiales orgánicos. Sedimentos y restos de vegetación se acumulan en el humedal debido a la baja velocidad del agua y a la alta productividad típica de éstos sistemas. La importancia de estos componentes radica en:

- ❖ Soportan a muchos de los organismos vivientes en el humedal.
- ❖ La permeabilidad del sustrato afecta el movimiento del agua a través del humedal.
- ❖ Muchas transformaciones químicas y biológicas tienen lugar en el sustrato.
- ❖ El sustrato proporciona almacenamiento para muchos contaminantes.
- ❖ La acumulación de restos de vegetación aumenta la cantidad de materia orgánica en el humedal, la cual da lugar al intercambio de materia, la fijación de microorganismos, y es una fuente de carbono, el cual, a su vez, es una fuente de energía para algunas de las más importantes reacciones biológicas en el humedal.

2.2.3. VEGETACIÓN.

Las plantas acuáticas usadas en los humedales son conocidas también como macrofitas. En ellas se incluyen también las plantas vasculares (angiospermas y helechos), musgos acuáticos y diferentes tipos de algas. Las macrofitas, son organismos fotoautótrofos, que emplean la energía solar para asimilar el carbono inorgánico de la atmósfera produciendo materia orgánica. A su vez estas plantas, proveen de energía a los organismos heterótrofos, como son animales, bacterias y los hongos, en especial éstos últimos son los que desarrollan la mayor actividad degradadora de materia orgánica.

De manera general, las plantas ofrecen diversos beneficios al sistema. En principio, gracias al crecimiento de las raíces y los tallos (zona de la rizosfera), se facilita la presencia de microorganismos del tipo aerobio, que aumentan y agilizan la eficiencia depurativa de los compuestos orgánicos. Asimismo, favorecen la capacidad de infiltración y conductividad hidráulica del medio, benefician los fenómenos de sedimentación y filtración de las partículas sólidas. Finalmente reducen los riesgos de erosión por efecto de los contaminantes en el agua y limitan los riesgos de asolvamiento del lecho.

En periodos de bajas temperaturas, las plantas sirven como un medio apto para la generación de micro climas que permiten el mantenimiento de la eficiencia operativa. Además, atenúan la penetración de la luz solar en la superficie del lecho, reduciendo el crecimiento de plantas indeseables en la superficie. Por su parte, las raíces forman un biopelícula que sirve de soporte para la adaptación de los microorganismos en condiciones aerobias, generándose así, una zona de elevada biodegradación de material orgánico.

El tipo de plantas, su selección y características se desarrollarán con mayor profundidad más adelante.

2.2.4. MICROORGANISMOS.

Una característica principal de los humedales es que sus funciones son principalmente reguladas por los microorganismos y su metabolismo. Los microorganismos incluyen bacterias, levaduras, hongos y protozoarios. La biomasa microbiana consume gran parte del carbono orgánico y muchos nutrientes.

La actividad microbiana:

- ❖ Transforma un gran número de sustancias orgánicas e inorgánicas en sustancias inocuas e insolubles.

- ❖ Altera las condiciones de potencial redox del sustrato y así afecta la capacidad de los procesos del humedal.
- ❖ Está involucrada en el reciclaje de nutrientes.

Las poblaciones microbianas se ajustan a los cambios en el agua que les llega y se pueden extender rápidamente cuando se tiene la suficiente energía. Cuando las condiciones medioambientales no son convenientes, muchos microorganismos se inactivan y pueden permanecer así por muchos años.

La comunidad microbiana de un humedal construido puede ser afectada por sustancias tóxicas, como pesticidas y metales pesados, y debe tenerse cuidado para prevenir que tales sustancias se introduzcan en las cadenas tróficas en concentraciones perjudiciales.

2.2.5. FAUNA

Los humedales artificiales proveen un hábitat para una rica diversidad de invertebrados y vertebrados.

Los animales invertebrados, como insectos y gusanos, contribuyen al proceso de tratamiento, fragmentando el detritus al consumir materia orgánica. Las larvas de muchos insectos son acuáticas y consumen cantidades significativas de materia.

Aunque los invertebrados son los animales más importantes en cuanto a la mejora de la calidad del agua, los humedales artificiales también atraen a una gran variedad de anfibios, tortugas, mamíferos y aves, incluso patos silvestres.⁽⁸⁾

2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES.

Según Brix (1993), los humedales artificiales se clasifican en 4 tipos diferentes, tomando como base la forma de vida de las macrofitas dominantes del sistema, que son:⁽⁴⁾

1. Sistemas de plantas de libre flotación
2. Sistemas de plantas con raíces emergentes, como son los sistemas de flujo superficial y flujo subsuperficial, éstos últimos a la vez se subdividen en:
 - a) Sistemas de flujo horizontal.
 - b) Sistemas de flujo vertical.
 - c) Sistemas híbridos.

3. Sistemas de plantas subemergentes.
4. Sistemas multietapa.

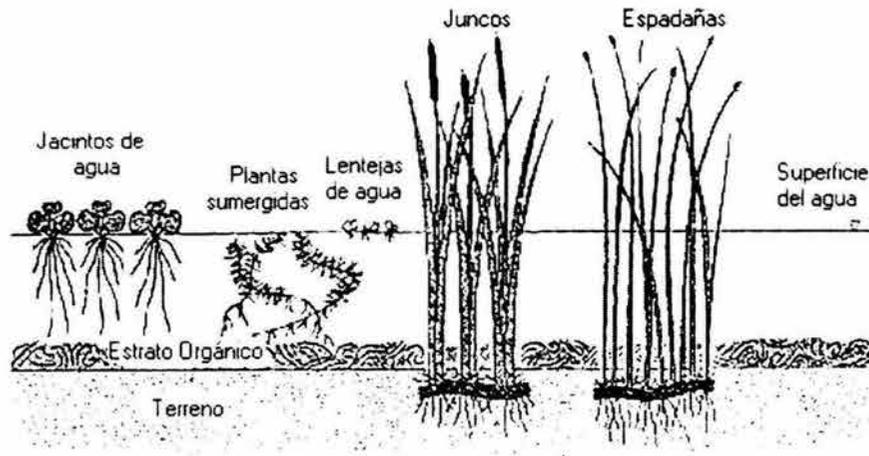


Figura 9) Plantas acuáticas comunes.

2.3.1. SISTEMAS DE PLANTAS DE LIBRE FLOTACIÓN.

Los sistemas de libre flotación son muy diversos en formas y hábitat, se utilizan como pulimento de aguas residuales provenientes de sistemas secundarios de tratamientos de pequeñas o medianas comunidades aunque también se han utilizado para el tratamiento de agua industrial.

Consisten generalmente de estanques o lagunas donde las plantas se multiplican. Es recomendable construirlos con un declive para que el influente fluya por gravedad y entre menor profundidad presenten, la remoción de contaminantes es mejor. Se emplean desde plantas grandes con hojas aéreas o flotantes, así como con raíces bien desarrolladas y sumergidas, tales como los jacintos de agua, nenúfares o el lirio acuático, hasta plantas flotantes muy pequeñas con pocas raíces o sin éstas, como es el caso de los ejemplares de la familia de las Lemnáceas (*Lemna* o lentejilla de agua, *Spirodella*, *Wolffia*, *wolffiella*) y Salvinas.

Los sistemas flotantes son muy eficientes en la remoción de nitrógeno, fósforo y metales pesados. Cuando el agua residual se encuentra libre de compuestos tóxicos, los nutrientes son recuperados y transformados en biomasa útil, que es fácilmente cultivable y contiene más proteínas y menos fibras que las plantas emergentes.

2.3.2. SISTEMAS DE PLANTAS DE RAÍCES EMERGENTES.

Consisten básicamente de canales o estanques impermeabilizados donde se siembran plantas con hojas y tallos aéreos y sistemas de raíces muy grandes. Las principales especies de plantas que se utilizan son: carrizo, tule, y juncos (*Phragmites australis*, *Thypha latifolia*, *Scirpus lacustris*, *Carex*, spp).

Para prevenir la infiltración al subsuelo se requiere realizar una impermeabilización, ya sea con suelo o arcilla aplanada, siempre y cuando se obtenga una conductividad hidráulica menor o igual a 10^{-8} m/s, de no ser así se sugiere el uso de algún material especial como una película plástica o geomembrana, suelo- cemento, una capa de bentonita o asfalto.

Los sistemas de raíces de flujos emergentes pueden dividirse en: sistemas de flujo superficial o FWS por sus siglas en inglés (Free water surface) y sistemas de flujo subsuperficial o SF (Subsurface flow). Lo anterior dependiendo del lugar por donde fluya el agua, ya sea, sobre la zona de la raíz y el fondo del humedal (en el tallo) o a través de la zona de la raíz y el substrato.

Sistemas de Flujo Superficial.

El agua fluye libremente a baja velocidad sobre el suelo y a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente. La vegetación se encuentra fija al suelo y las hojas y tallos salen sobre la superficie del agua. El proceso Leystad corresponde a este tipo de sistemas.

Normalmente el influente es agua residual pretratada y se alimenta en forma continua. El suelo del humedal puede estar constituido por grava, desechos mineros, arcilla, turba o la misma tierra de la superficie que se eliminó al construir el humedal.

La operación se puede realizar en serie o en forma paralela.

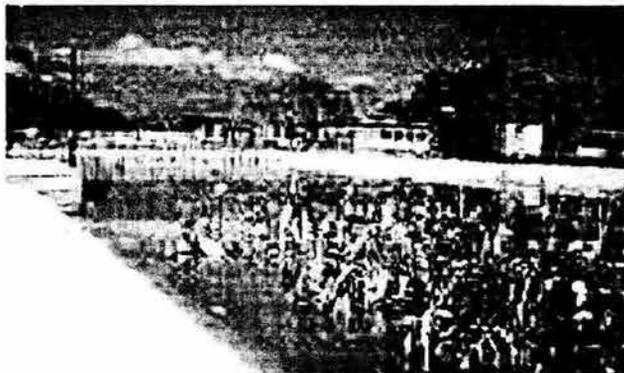


Figura 10) Humedal artificial de flujo superficial.

Sistemas de Flujo Subsuperficial

El agua fluye por la raíz y a través del medio de soporte, las raíces, penetran hasta el fondo del lecho. El tratamiento del agua es más eficiente que en los otros tipos de sistemas de humedales artificiales, ya que al proveer el lecho de un gran número de pequeñas superficies, poros y retículos donde los microorganismos pueden sujetarse, la materia orgánica queda atrapada o reacciona con el substrato.

Este tipo de humedales se divide dependiendo del tipo de patrón de flujo que siga el agua en el lecho, en humedales artificiales de flujo horizontal y humedales artificiales de flujo vertical. Algunos autores llaman a la combinación de estos dos sistemas como humedales artificiales híbridos.

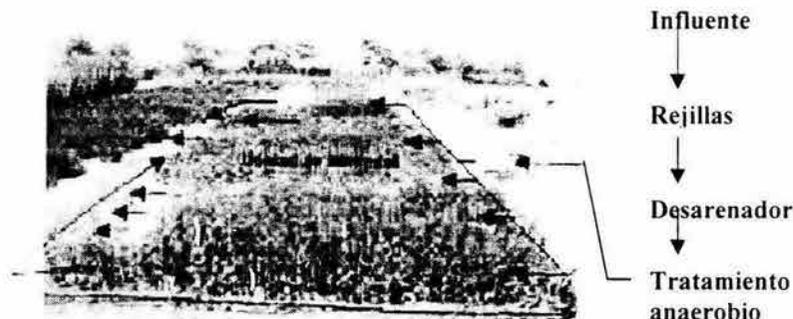


Figura 11) Humedal de Flujo Subsuperficial

Sistemas de Humedales Artificiales de Flujo Horizontal. (HAFH)

Es el diseño típico del Método de Raíz, donde el agua fluye horizontalmente a través del medio de soporte donde crecen las plantas. La figura 11 representa un corte transversal de este tipo de sistemas. En la parte superior izquierda se muestra un diagrama de patrón del flujo hipotético.

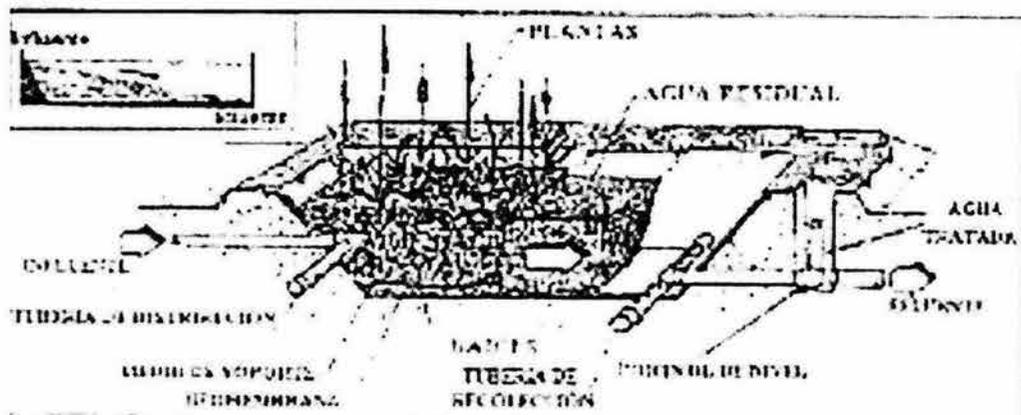


Figura 12) Corte transversal de un humedal artificial de flujo horizontal.

Algunas modificaciones al diseño original son:

- a) Diferentes perfiles de la superficie como por ejemplo tipo terraza.
- b) El uso de diferentes tipos de sustratos. Los más empleados son arena, grava y rocas volcánicas, pero también se han realizado experimentos con materiales como dolomita, ladrillo molido, cenizas pulverizadas de una planta de producción de energía o material de desperdicio como llantas.
- c) Diferentes arreglos para la alimentación del influente y efluente. Se puede alimentar sobre la superficie por canal o tubería de distribución, por reboce o por cascada.
- d) Técnicas de plantado. Se utilizan semillas, raíces o pequeñas plantas.

Sistemas de Humedales Artificiales de Flujo Vertical (HAFV).

Su diseño surge a partir de la experiencia obtenida en los "campos de infiltración" construidos en Holanda. Usualmente son utilizados como sistemas secundarios o como una etapa de pulido después de sistemas de tratamiento convencionales mecánicos, químicos o biológicos. En este tipo de sistema el agua es alimentada sobre toda la superficie superior del humedal y fluye verticalmente por gravedad a través del sustrato, el cual tiene diferente granulometría.

La eficiencia del proceso de depuración depende en gran medida de la aireación del sustrato. La figura 12 representa un corte transversal de este tipo de sistemas, en la parte inferior izquierda se muestra un diagrama del patrón de flujo hipotético.

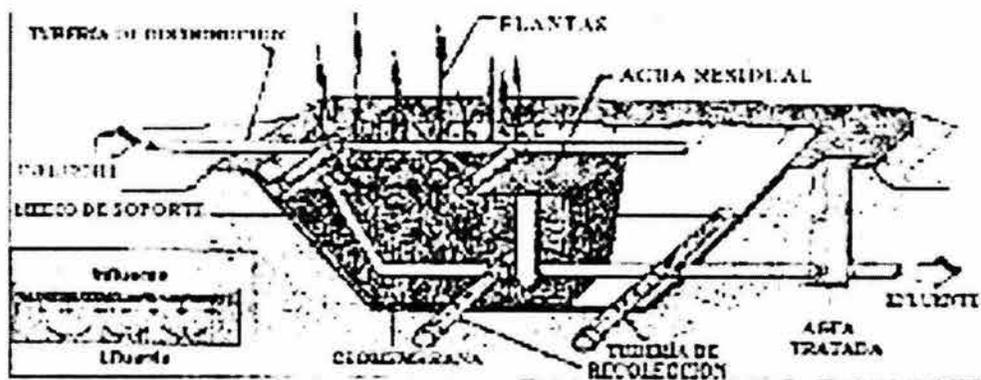


Figura 13) Corte transversal de un humedal artificial de flujo vertical

Al tener en la parte superior una capa de arena, son más susceptibles de obstruirse. Para evitar el asolvamiento se requiere realizar las siguientes consideraciones en el diseño:

- a) Realizar una correcta selección de la arena que cubre la parte superior del sistema.
- b) Emplear 4 o más HAFV en forma rotatoria para lograr la completa oxigenación del lecho, esto se logra al tener un tiempo de descanso en el que no se alimenta agua residual, permitiendo que el lecho se seque.
- c) Limitar la alimentación de carga orgánica a 25 g DQO/m² por día.

Una modificación de este tipo de sistemas fue construido en Alemania. En éste, la alimentación del agua residual se basa en el concepto de un flujo inverso, es decir, el agua es alimentada por el fondo y fluye hacia la superficie asegurando un tiempo de contacto máximo en la zona de la raíz y, en consecuencia se logra una mayor eficiencia en la remoción de contaminantes. El tiempo de retención hidráulico en comparación con los HAFV originales es mucho mayor y no se recomienda la alimentación continua del sistema.

Sistemas de Humedales Artificiales Híbridos.

También denominados sistemas combinados. Son derivados del proceso del instituto Max Planck.

Consisten en arreglos de sistemas de flujo horizontal y vertical, combinándose las ventajas y desventajas de ambos para complementarse mutuamente.

Producen efluentes con bajos contenidos de DBO, completamente nitrificados, parcialmente desnitrificados y en consecuencia con una calidad de nitrógeno total muy baja. Los criterios de diseño son los mismos empleados para los sistemas independientes. La figura 14 es un esquema que representa dos arreglos típicos que se emplean en la construcción de estos sistemas, se puede colocar un HAFH seguido de un HAVF como se muestra en la figura 14a) o varios sistemas de HAFV, alimentados en rotación, que alimentan a un HAFH como en la figura 14b), la selección del arreglo depende de las características del influente y del efluente que se desea obtener.

Para mejorar el grado de nitrificación y desnitrificación se sugiere el uso de una etapa de reciclado como se muestra en la figura 14a), donde el efluente de HAFV se combina con la alimentación de HAFH.

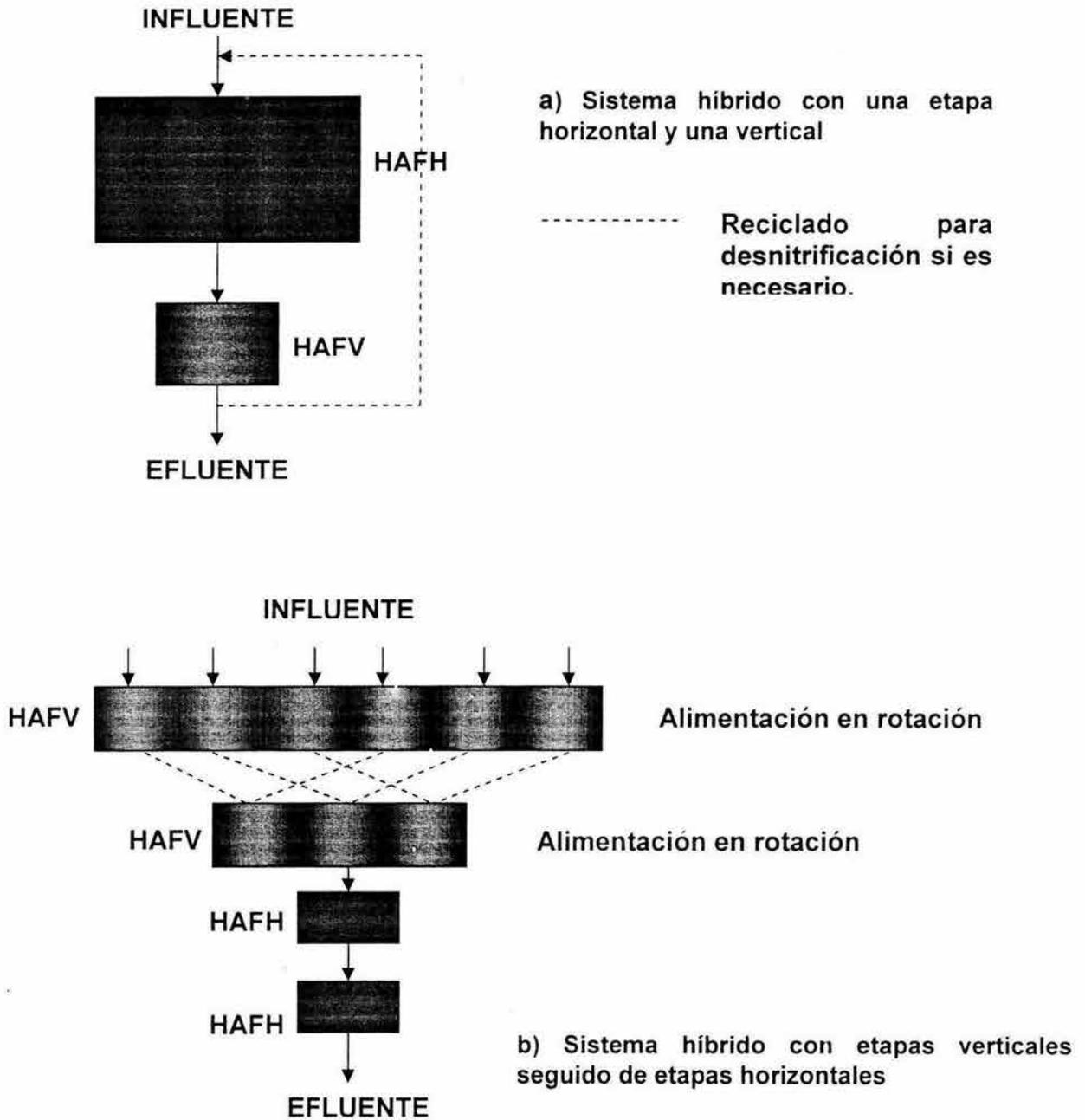


Figura 14) Dos diferentes tipos de sistemas híbridos.

2.3.3. SISTEMAS SUBEMERGENTES.

Las plantas de los sistemas subemergentes tienen sus tejidos completamente sumergidos en el agua. La morfología y ecología de las especies varía de pequeñas plantas de baja productividad tipo rosetas que crecen en aguas oligotróficas como *Isoetes lacustrus* y *Lobelia dortmanna*, a grandes plantas de alta productividad tipo elodea que crecen en aguas eutróficas como *Elodea canadensis*.

Las plantas acuáticas subemergentes tienen la capacidad de asimilar nutrientes de las aguas residuales, pero solo crecen adecuadamente en aguas oxigenadas por lo que no pueden ser empleadas en aguas residuales con alto contenido de carga orgánica o que se biodegraden rápidamente, debido a que la descomposición microbiológica de la materia orgánica crea condiciones anóxicas. Además, la turbiedad del agua no debe ser muy alta, de tal manera que permita que la luz solar llegue a las plantas. Es por ello, que su uso potencial se limita a servir de pulimento de tratamientos secundarios de aguas residuales, aunque se han reportado buenos resultados en la depuración de aguas residuales domésticas empleando *Elodea nutalli*

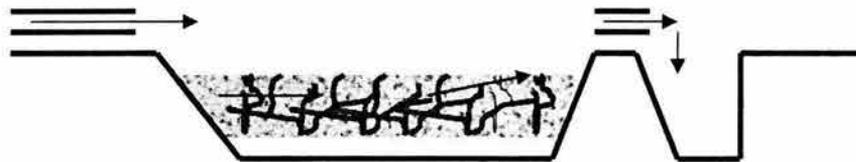


Figura 15) Dibujo de un humedal artificial con macrofitas subemergentes.

Brix (1993) comenta que las macrofitas subemergentes disminuyen el contenido de carbono inorgánico disuelto en el agua y aumentan el contenido de oxígeno disuelto durante períodos de actividad fotosintética. Como resultado, se incrementa el pH, creando condiciones óptimas para que el amoníaco se volatilice, se precipite químicamente el fósforo y se mineralice la materia orgánica del agua. Los nutrientes asimilados por las macrofitas son retenidos en los tejidos de las raíces y por la microbiota adherida a ellas. Al morir las hojas, los nutrientes contenidos en éstas, son captados por las plantas adyacentes y las hojas son acumuladas y retenidas en el fondo del humedal.

2.3.4. SISTEMAS MULTIETAPA.

Consisten en la combinación de los sistemas mencionados anteriormente y / u otros tipos de sistemas denominados de baja tecnología como son los sistemas de filtración por arena y las lagunas de oxidación.⁽⁴⁾

CAPÍTULO 3.

LA VEGETACIÓN DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES.

Las plantas en los humedales artificiales permiten la penetración del oxígeno de manera más profunda a la tierra o medio de soporte, de lo que llegaría naturalmente a través de la sola difusión.

En los humedales de flujo superficial, las porciones sumergidas de las hojas y tallos muertos se degradan, convirtiéndose posteriormente en un sustrato para el crecimiento de la película microbiana fija que es la responsable de gran parte del tratamiento que ocurre.⁽⁸⁾

En la Tabla 1 se presentan algunas de las especies básicas recomendables para humedales artificiales, a elegir según los factores condicionantes. Sin embargo, las plantas que se utilizan con mayor frecuencia son las del tipo emergente, que contribuyen al tratamiento del agua residual de varias maneras:

- ❖ Estabilizan el sustrato y limitan la canalización del fluido.
- ❖ Dan lugar a velocidades de agua bajas y permiten que los materiales suspendidos se depositen.
- ❖ Toman el carbono, nutrientes y elementos de traza y los incorporan a los tejidos de la planta.
- ❖ Transfieren gases entre la atmósfera y los sedimentos.
- ❖ El escape de oxígeno desde las estructuras subsuperficiales de las plantas, oxigena otros espacios dentro del sustrato.
- ❖ El tallo y los sistemas de la raíz dan lugar a sitios para la fijación de microorganismos.
- ❖ Cuando se mueren y deterioran dan lugar a restos de vegetación.⁽⁸⁾

Tabla 1. ESPECIES BÁSICAS RECOMENDABLES PARA HUMEDALES ARTIFICIALES, A ELEGIR SEGÚN FACTORES CONDICIONANTES. ⁽⁶⁾

Plantas Emergentes	Plantas Sumergidas	Plantas Flotantes	Briofitos (musgos)	Algas		Pteridofitos (helechos)
				Verdes	Azules	
<i>Scirpus validus</i> <i>Scirpus lacustris lacustris</i> L. <i>Scirpus lacustris tubernae montani</i> C. C. Gmel. <i>Scirpus pungens</i> Vahl <i>Phragmites australis</i> Trin. <i>Typha latifolia</i> L. <i>Typha domingensis</i> Stend. <i>Lythrum salicaria</i> L. <i>Sparganium erectum</i> L. <i>Phalaris arundinacea</i> L. <i>Iris pseudacorus</i> L. <i>Carex riparia</i> Curt. <i>Carex vesicaria</i> L. <i>Carex paniculata lusitanica</i> L. <i>Lycopus europaeus</i> L.	<i>Ceratophyllum submersum</i> L. <i>Ceratophyllum demersum</i> <i>Miriophyllum spicatum</i> L. <i>Miriophyllum verticillatum</i> L. <i>Miriophyllum</i> . <i>Alterniflorum</i> DC. <i>Zannichellia palustris</i> L. <i>Elodea canadensis</i> Mich. <i>Potamogeton lucens</i> L. <i>Potamogeton crispus</i> L. <i>Potamogeton pectinatus</i> L. <i>Trapa natans</i> L. <i>Hottonia palustris</i> L.	<i>Lemna trisulca</i> L. <i>Lemna pibba</i> L. <i>Lemna minor</i> L. <i>Potamogeton natans</i> L. <i>Potamogeton gramineus</i> L. <i>Polygonum amphibium</i> L. <i>Nuphar lutea</i> Sibth	<i>Polytrichum</i> sp. <i>Mnium cinclidioides</i> Hüb. <i>Sphagnum squarrosum</i> Crome <i>Sphagnum palustre</i> L. <i>Tortella</i> sp. <i>Scorpidium scorpioides</i> Limpr.	<i>Microspora</i> sp. <i>Enteromoppha intestinalis</i> <i>Chaetophora</i> sp. <i>Stigeoclonium tenue</i> <i>Bulbochaete</i> sp. <i>Cladophora</i> sp. <i>Chorella</i> sp. <i>Chlorococcum</i> sp. <i>Micractinium</i> sp. <i>Selenastrum</i> sp. <i>Sphaerocystis</i> sp. <i>Carteria</i> sp. <i>Chlorella</i> sp. <i>Euglena</i> sp. <i>Phacus</i> sp. <i>Scenedesmus</i> sp. <i>Volvx</i> sp. <i>Pandorina morum</i> . <i>Oedogonium</i> sp. <i>Pediastrum</i> sp.	<i>Anabaena</i> sp. <i>Anacystis</i> sp. <i>Spirulina</i> sp. <i>Oscillatoria</i> sp. <i>Phormidium</i> sp. <i>Microcystis</i> sp. <i>Nostoc</i> sp. Diatomeas <i>Navicula</i> sp. <i>Malosira</i> sp. <i>Diatoma</i> sp. <i>Cyclotella</i> sp. <i>Nitzschia</i> sp. <i>Fragilaria</i> sp. <i>Surirella</i> sp.	<i>Equisetum</i> sp. <i>Isoetes lacustris</i> L.
				Conjugadas		
				<i>Closterium</i> sp. <i>Cosmarium</i> sp. <i>Spirogira</i> sp.		

3.1. PLANTAS EMERGENTES.

Dentro de este grupo de plantas, las más utilizadas son la espadaña (*Typpha*), carrizos (*Phragmites australis*) y juncos (*Scirpus*).

3.1.1. Espadaña.

Es una planta robusta, capaz de crecer bajo diversas condiciones ambientales; se propaga fácilmente por lo que representa una especie de planta ideal para un humedal artificial. Produce una biomasa anual grande y tiene un potencial pequeño de remoción de Nitrógeno (N) y fósforo (P) por la vía de la poda y cosecha. Los rizomas de espadaña plantados a intervalos de aproximadamente 0.6 m pueden producir una cubierta densa en menos de un año. Tiene una baja penetración en grava aproximadamente 0.3 m por lo que no es recomendable para sistemas de flujo subsuperficial. Un tipo de espadaña es el tule.



Figura 15) Espadaña

3.1.2. Juncos (*Scirpus*)

Son de la familia de las ciperáceas, son perennes y crecen en grupos, en un rango diverso de aguas interiores y costeras, pantanos salobres y humedales.

Los juncos son capaces de crecer bien en agua desde 5 cm a 3 m de profundidad. Las temperaturas deseables son 16 – 27 °C. Pueden crecer en condiciones de pH de 4 a 9. La mayoría de las especies tienen un crecimiento moderado y pueden lograr un buen cubrimiento en alrededor de un año con separaciones de 0.3 m. Algunas variedades crecen más rápido y pueden cubrir en un año con un espaciamiento algo menor (de entre 0.3 y 0.6 m).

Penetra en grava aproximadamente 0.6m por lo que son muy usadas en humedales de flujo subsuperficial. Existen muchas variedades de *Scirpus*.

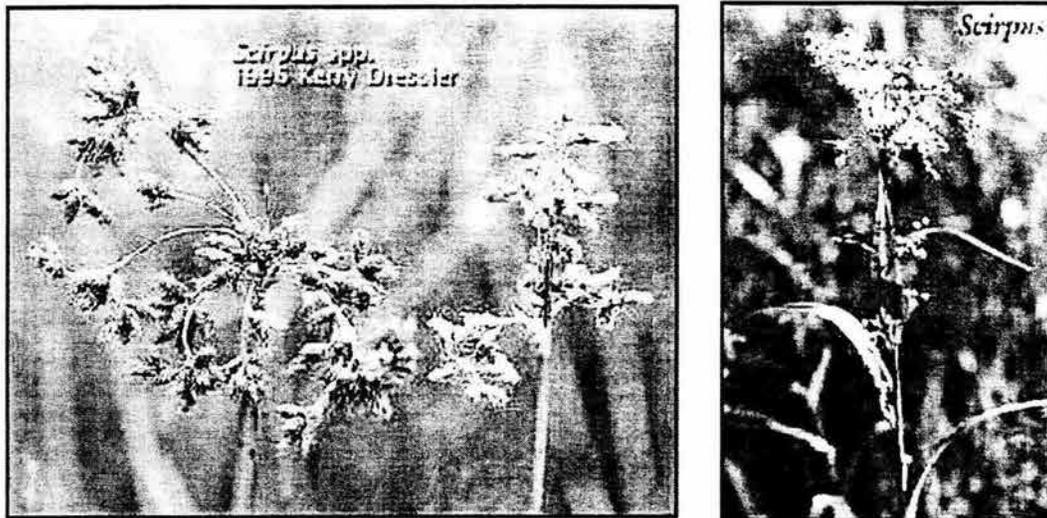


Figura 16) Juncos.

3.1.3. Carrizos (*Phragmites*)

Son anuales y altos con un rizoma perenne extenso. Logran un muy buen cubrimiento en un año con separación de 0.6 m. Se han usado carrizos en Europa y han sido la planta acuática emergente más extendida. Sistemas que utilizan carrizos pueden ser más eficaces en la transferencia de oxígeno porque los rizomas penetran verticalmente, y más profundamente que los de las espadañas pero menos que los juncos, 0.4m.

Son muy usados para humedales artificiales porque presentan la ventaja de que tienen un bajo valor alimenticio y por tanto, no se ven atacadas por animales, como los son otros tipos de plantas.⁽⁸⁾



Figura 17) Carrizos.

3.2. PLANTAS FLOTANTES.

Dentro de este tipo de plantas se encuentran, la lenteja de agua (*Lemna minor*), ivy-leaved duckweed o lenteja hojas de hiedra (*Lemna trisulca*), gibbous duckweed o lenteja gibbous (*Lemna gibba*).

3.2.1. Lenteja de agua (*Lemna minor*)

Es una especie común de las aguas estancadas, canales, márgenes de ríos y lagos. Está compuesta por pequeños platos circulares de tejido verde, notablemente más pequeños que los de la lenteja gibbous (*Lemna gibba*) o la *Spirodela polyrhiza*. Posee una sola raíz suspendida dentro del agua.

En aguas estancadas puede cubrir la superficie, así que el estanque o canal se torna totalmente verde y se ve como un "sólido" en apariencia.

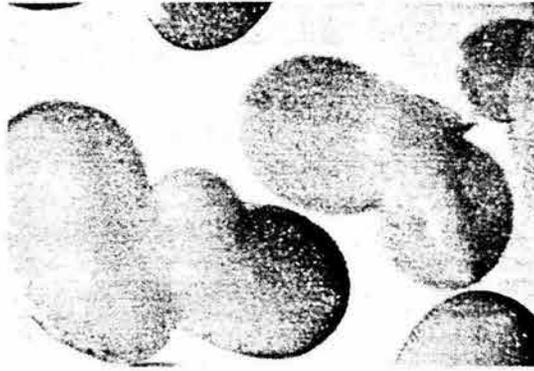


Figura 18) *Lemna minor*.

3.2.2. ivy-leaved duckweed o lenteja hojas de hiedra (*Lemna trisulca*)

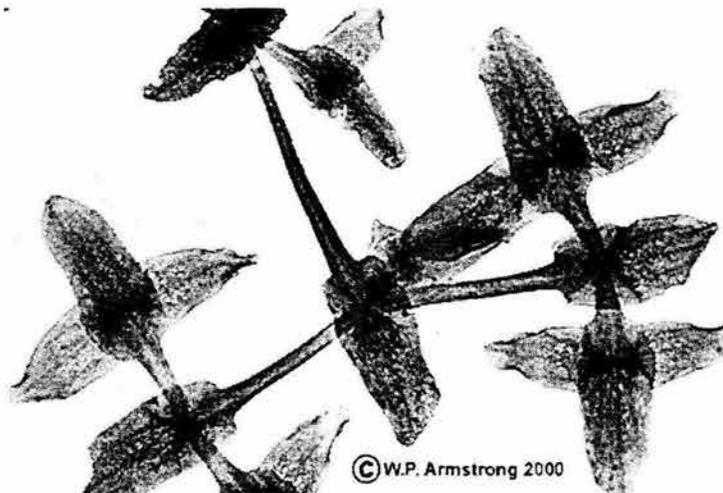


Figura 19) *Lemna trisulca*

Es la más común y abundante de las especies silvestres de lenteja acuática. A diferencia del resto que flota sobre la superficie del agua, la *Lemna trisulca* flota debajo de la misma.

En forma individual, las plantas están compuestas de pequeñas hojas ovales y un tallo al final. Cada hoja puede tener o no una raíz, o bien, pueden estar unidas por medio de sus tallos para formar cadenas de 8 a 30 plantas o más.

Miden de 6 mm a 10 mm de longitud, poseen 3 venas, de las cuales la vena central es la más prominente.

3.2.3. Gibbous duckweed o lenteja gibbous. (*Lemna gibba*)

Las plantas de esta pequeña especie flotante son similares a las del resto de las lentejas, pero son "gibbous" que en inglés quiere decir delgadas e hinchadas. Una sola raíz flota en el agua por debajo de cada segmento oval de la planta.⁽⁹⁾

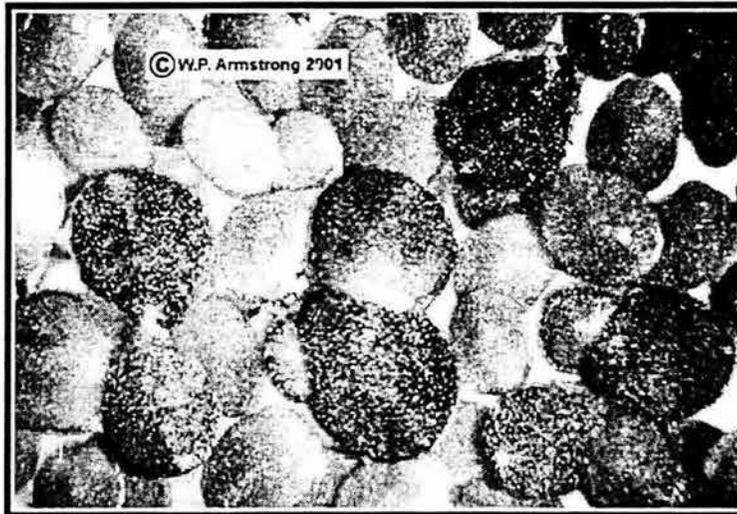


Figura 20) Población de Lemna gibba y L. minuta en el Río San Dieguito del Condado de San Diego. Las plantas de L. gibba son más largas y su superficie dorsal está más pigmentada y se ve de color rojizo.

3.3. PLANTAS SUBEMERGENTES.

A continuación se presentan algunas macrofitas del tipo subemergente, las cuales están en función de la clasificación de los humedales artificiales y no de la tabla 1, que indica con mayor detalle el tipo de planta al que pertenecen.

3.3.1. Elodea (*Elodea canadensis*)

Se encuentra en corrientes de agua fresca y estanques. Es una planta con raíz y de tallos muy ramificados, hojas verde oscuro usualmente tres veces más grandes en su longitud que en su ancho, en su mayoría inclinadas hacia abajo con orilla finamente dentada. Sus flores son blancas y pueden aparecer de julio a Septiembre.⁽¹⁰⁾



Figura 21) Elodea (Elodea canadensis)

3.3.2. *Isoetes lacustris*.

Es una planta acuática submergente no muy común, asemejándose a una cebolla pequeña en el brote. El tallo es muy corto y oculto totalmente por las amplias y blanquecinas hojas tubulares a lo largo y ancho. Las hojas varían en longitud, pero están normalmente entre 2 a 6 pulgadas (5 cm a 15 cm) de largo. Las esporas se producen en las bases de las hojas. La planta crece arraigada en el fango de los lagos, principalmente en la altiplanicie.

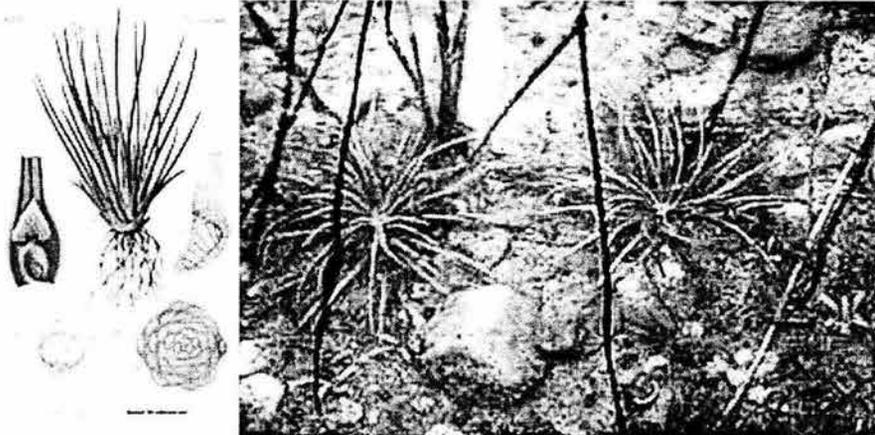


Figura 22) *Isoetes lacustris*.

3.3.3. *Potamogeton crispus* L.

Planta rizada, ramificada, perenne y subemergente, con tallos de 4 m o más de largo y acanalados. Sus hojas son angostas hasta los 7 cm de largo, de color verde a rojo – parduzco, fino y translúcido, poseen de 3 a 5 nervios longitudinales principales, las hojas se modifican según la estación de año aumentando su grosor. Sin embargo, cuando son plantas jóvenes la hoja carece de ondulaciones.

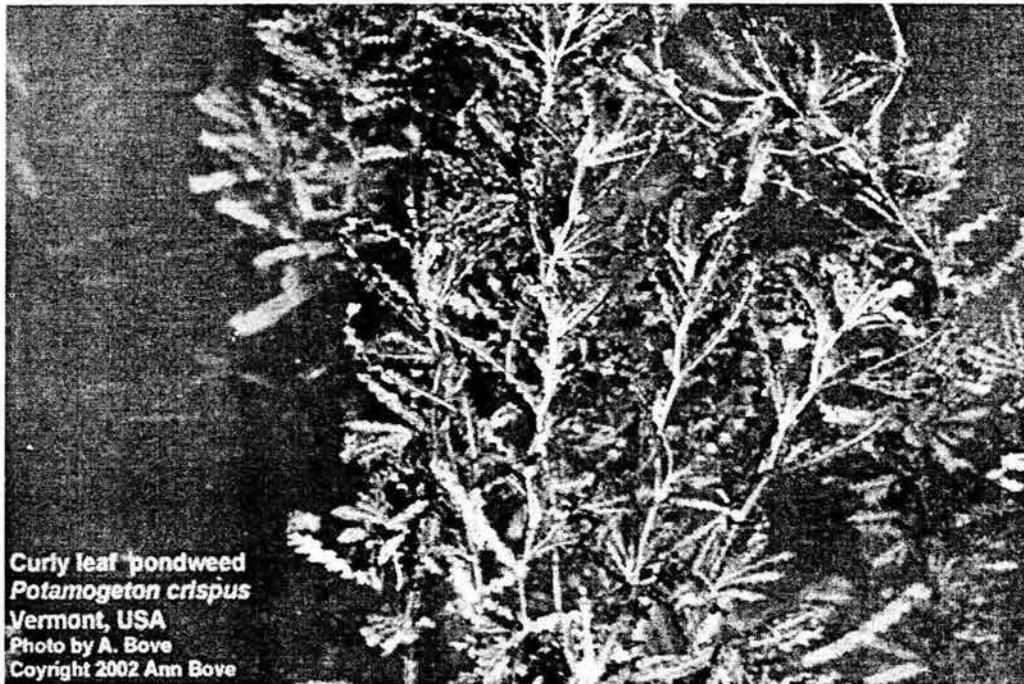


Figura 23) *Potamogeton crispus* L.

CAPÍTULO 4.

MÉTODOS DE DISEÑO.

4.1. COMPARACIÓN DE MODELOS DE DISEÑO.

El diseño de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales, exige la determinación de los parámetros característicos del agua residual del influente y del efluente esperado, así como de los factores externos del sistema como son:

- ❖ DBO₅ y sólidos totales del influente.
- ❖ Nitrógeno en el influente.
- ❖ Condiciones hidráulicas e hidrológicas del sitio.
- ❖ Especies vegetales factibles y adaptables a las condiciones climáticas y a las características del agua residual del influente.
- ❖ Detalles topográficos del sitio seleccionado para la construcción.
- ❖ Disponibilidad de materiales de construcción.

El diseño incluye dos aspectos para el dimensionamiento: uno de acuerdo al contaminante a eliminar y otro con respecto al funcionamiento hidráulico del sistema.

Tradicionalmente los sistemas construidos para la eliminación de contaminantes se diseñan con modelos cinéticos de primer orden, a partir de ellos se determinan las áreas mínimas o volúmenes de agua retenidos para lograr la eliminación de éstos. Estas metodologías no toman en cuenta las fluctuaciones temporales de concentración de contaminantes que representan en los influentes típicos de aguas residuales.

Otra alternativa para el cálculo de estos sistemas, es la determinación de las características del humedal a partir de regresiones, deducidas con datos obtenidos durante el seguimiento a humedales artificiales que se encuentran en funcionamiento, el inconveniente que presenta esta metodología radica en que las condiciones ambientales y las características de operación de cada humedal son únicas. Además, para establecer una ecuación de regresión con calibración adecuada, es necesaria una gran cantidad de información y actualmente no se dispone de ella.

Con respecto al diseño hidráulico, se han desarrollado metodologías de cálculo de acuerdo a la tipología del flujo dentro de los humedales, los cuales pueden ser:

- ❖ **Flujo discontinuo:** consiste en llenar la unidad de tratamiento con agua residual y dejarlo por un tiempo en el que se realiza el proceso de purificación, con o sin agitación, se vacía la unidad y se repite el ciclo. Se conoce comúnmente como reactor Batch.
- ❖ **Flujo continuo:** este tipo de flujo se subclasifica en: flujo pistón, flujo de mezcla completa y flujo disperso, también conocido como flujo no ideal.
 - ❖ **Flujo pistón:** todos los elementos del flujo permanecen en la unidad el mismo tiempo, presentando una mezcla transversal, pero no de manera longitudinal o axial y por eso son descargados en la misma secuencia en que fueron introducidos y no existe o es muy poca la mezcla entre el agua que ingresa y la que sale.
 - ❖ **Flujo de mezcla completa:** este tipo de mezcla se presenta tanto transversal como longitudinal y el elemento de agua que entra es inmediatamente disperso en el volumen total del agua. La concentración del influente es diluida a una concentración menor y uniforme, la cual coincide con la concentración del efluente.
 - ❖ **Flujo disperso o no ideal:** en donde la concentración uniforme de la unidad es transversal al flujo, induciendo a una mezcla axial y si la distribución del flujo en la entrada – salida no es uniforme o la mezcla transversal es deficiente, pueden aparecer zonas muertas del flujo y con la tendencia a formación de corto circuitos.

Para el diseño de los sistemas de flujo superficial se usan ecuaciones que simulan el flujo de canales con recubrimiento vegetal. Para determinación de las características hidráulicas de humedales de flujo subsuperficial se usa la ecuación de Darcy para flujo en medios porosos.

Los modelos cinéticos de primer orden para el diseño de humedales artificiales diferencian tres situaciones, las cuales se presentan en la tabla 2.

Tabla 2. Modelos de diseño para humedales artificiales.

HIPÓTESIS	MODELO
Modelo científico de flujo pistón de fondo (C*)	$Ln\left(\frac{C - C^*}{C_0 - C^*}\right) = -\frac{k}{q} \cdot y$
Modelo cinético de flujo pistón de acuerdo a la relación influente efluente (Ce/Co)	$Ln\left(\frac{C_e - C^*}{C_0 - C^*}\right) = -\frac{k}{q}$
Modelo cinético de tanques de mezcla completa en serie de acuerdo a la relación influente	$Ln\left(\frac{C_e - C^*}{C_0 - C^*}\right) = \left(1 + \frac{k}{Nq}\right)^{-N}$

Donde:

- C = Concentración del contaminante en el punto evaluado, en mg/L.
- C_e = Concentración deseada del contaminante en el efluente, en mg/L.
- C₀ = Concentración del contaminante en el influente, en mg/L.
- C* = Concentración del fondo del humedal, en mg/L.
- k = Constante cinética de primer orden, en m/año.
- q = Carga hidráulica en m/año.
- N = Número de reactores de mezcla completa en serie considerados.
- y = Distancia como fracción dentro del lecho de plantas acuáticas.

Estas ecuaciones tienen aplicación tanto para humedales de flujo superficial como para los de flujo subsuperficial, la constante *k* varía de acuerdo al contaminante, la temperatura, el medio de soporte, la especie utilizada y la tipología del humedal, principalmente.

4.1.1. Sistemas de Flujo Superficial.

El proceso de diseño consiste en la determinación del área mínima requerida para asegurar el tratamiento de las aguas residuales, de la disposición geométrica de las celdas y del diseño de los dispositivos de distribución y de recolección de las aguas.

Al iniciar el diseño se debe de hacer un análisis de factibilidad que incluya los aspectos tecnológicos, geográficos y económicos disponibles. El diseño preliminar debe incluir la determinación del área para el tratamiento y contrastarlo con el área disponible del terreno. La factibilidad económica se compara frente a la disponibilidad de recursos para la construcción y operación.

Kadlec (1996) propone una metodología para el cálculo aproximado de área necesaria, en función del contaminante a eliminar a partir de un modelo denominado $k - C^*$ (donde k representa el flujo pistón y C^* representa la contaminación de fondo propia del sistema), se expresa por medio de la ecuación:

$$\ln\left(\frac{C_e - C^*}{C_o - C^*}\right) = -\frac{k}{q} \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

- C = Concentración del contaminante en el punto evaluado, en mg/L.
- C_e = Concentración deseada del contaminante en el efluente, en mg/L.
- C_o = Concentración del contaminante en el influente, en mg/L.
- C^* = Concentración del fondo del humedal, en mg/L.
- k = Constante cinética de primer orden, en m/año.
- q = Carga hidráulica en m/año.

Al relacionar el caudal de influente y el modelo anterior se obtiene el área total de tratamiento, por medio de la siguiente expresión:

$$A = \left(\frac{0.0365Q}{k}\right) \ln\left(\frac{C_e - C^*}{C_o - C^*}\right) = -\frac{k}{q} \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

- A = Área mínima requerida para el humedal, en ha.
- Q = Gasto, en m³/día

La concentración fina esperada del contaminante en el efluente se calcula con la siguiente expresión:

$$C_e = C^* + (C_o - C^*) \exp\left(-\frac{kA}{0.0365Q}\right) \dots\dots\dots(3)$$

Donde:

- C_e = Concentración deseada del contaminante en el efluente, en mg/L.

Para el estudio de factibilidad técnica se calcula el área necesaria para eliminar cada uno de los contaminantes.

El área mayor obtenida es la mínima para asegurar el tratamiento. Los datos que se introducen al formato incluyen: el caudal, la concentración de contaminantes en el influente, la concentración esperada de los mismos en el efluente, la concentración de fondo (concentración de contaminantes inherente al lecho de plantas acuáticas según Kadlec, 1996) y una constante de decaimiento que está en función de diversos factores. La superficie determinada será el área neta de tratamiento, se debe agregar área adicional para la construcción de estructuras de reparto y recolección de agua, bordos, zonas de aislamiento y seguridad (alrededor de un 25% adicional del área neta obtenida).

Una vez determinado el contaminante crítico se calcula la superficie de tratamiento, se verifica que el área disponible en el terreno se ajuste a los requerimientos de la superficie obtenidos en el cálculo. En la segunda fase, se determinan los parámetros de funcionamiento hidráulico, las estructuras de control y se selecciona la especie vegetal que se adapte mejor a las condiciones climáticas del sitio bajo estudio. El análisis ambiental se hace para evaluar las alteraciones a corto y largo plazos, que se van a generar al establecer un humedal artificial en el sitio.

El área total de tratamiento se debe dividir en varias celdas para asegurar una operación ininterrumpida del sistema, el número de celdas, su extensión y forma está determinada por la topografía, los planes de mantenimiento y la disponibilidad de la superficie del sitio.

4.1.2. Sistemas de Flujo Subsuperficial.

La metodología para el cálculo y el diseño de un humedal artificial del flujo subsuperficial no difiere en gran medida al proceso utilizado para la determinación del área en un humedal de flujo superficial. Sin embargo, hay factores en los sistemas de flujo subsuperficial que condicionan el diseño y la operación.

Debido a que estos sistemas almacenan menores volúmenes de agua, ya que parte del mismo está ocupado por el medio de soporte, los costos de construcción y de inversión son más elevados comparados con los costos de los humedales artificiales de flujo superficial. El aumento de los costos debe evaluarse y compararse con las ventajas asociadas que se obtiene en el tratamiento, como en la disminución del área.

4.2. MODELOS PARA EL DISEÑO DE HUMEDALES ARTIFICIALES EN FUNCIÓN DEL CONTAMINANTE A ELIMINAR.

La experiencia ha demostrado que la cinética de alimentación de contaminantes en humedales artificiales, es un caso intermedio entre flujo pistón y flujo de mezcla completa. Con base en la información recopilada, se presentan los modelos propuestos para el diseño de humedales artificiales, clasificados de acuerdo a la eliminación de contaminantes.

4.2.1. Eliminación de DBO₅.

La primera generación de humedales artificiales se calculó con ecuaciones que obedecían al modelo cinético de flujo pistón, basada en las ecuaciones para el diseño de filtros percoladores y de sistemas de aplicación de agua residual sobre el terreno con la siguiente expresión:

$$\frac{C_e}{C_o} = -A \exp \left[\frac{0.7 K_t A_v^{1.75} L w y n}{Q} \right] \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

- C_e = DBO₅ en el efluente, en mg/L.
- C_o = DBO₅ en el influente, en mg/L.
- A = Fracción de DBO₅ eliminada, adimensional.
- A_v = Superficie específica disponible para la actividad microbiana, en m².
- K_t = Constante cinética de primer orden, d⁻¹
- w = Ancho del humedal, m.
- y = Promedio de la profundidad del humedal, en m.
- n = Densidad de follaje o la porosidad del medio de relleno como fracción decimal, adimensional.
- Q = Caudal promedio en el sistema, m³/día.
- L = Longitud del humedal.

Los parámetros A y A_v son muy difíciles de estimar. A partir de esta ecuación y suponiendo superficies específicas para las plantas usadas en el sistema, Reed (1995) dedujo una ecuación para determinar el área mínima necesaria para conseguir el nivel de reducción de DBO₅ deseado, teniendo como límite la reducción de la DBO₅ propia del sistema:

$$A_s = \frac{Q(\ln C_o - \ln C_e + LnA)}{K_t yn} \dots\dots\dots (5)$$

Donde:

- A_s = Superficie del humedal en m^2 .
- $K_t = K_{20}(1.06)^{(T-20)}$
- n = Oscila entre 0.65 – 0.76. El valor depende de la densidad del follaje en las celdas (valor inferior para plantas densas y adultas)
- A = Valor que caracteriza el tipo de agua a tratar, adimensional (0.52 efluente primario; 0.7 – 0.85 efluente secundario; 0.9 efluente terciario)

Posteriormente la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA) propuso una expresión simplificada, esta ecuación es de uso común para el dimensionamiento de humedales. La eliminación de DBO_5 tiene como límite máximo, la DBO_5 de fondo del humedal. El valor asignado a los coeficientes es a criterio del diseñador y el valor seleccionado modifica sensiblemente el área resultante.

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{(-K_t t)} \dots\dots\dots (6)$$

$$K_T = K_{20} (1.06)^{(T-20)} \dots\dots\dots (7)$$

$$K_{20} = 0.678d^{-1} \dots\dots\dots (8)$$

La superficie está dada por la ecuación:

$$A_s = \frac{Q(LnCo - LnCe)}{K_t yn} \dots\dots\dots (9)$$

Donde:

- A_s = Área superficial del humedal artificial, en m^2 .
- K_t = Constante cinética de primer orden, d^{-1}
- y = Profundidad media del humedal, en m.
- n = Densidad de follaje o la porosidad del medio de relleno, adimensional.
- Q = Caudal promedio en el sistema, $m^3/día$.

Cooper (1990) propuso la expresión:

$$A_h = \frac{Q(\ln C_o - \ln C_e)}{K_{DBO_5}} \dots\dots\dots (10)$$

Donde:

- A_h = Área superficial del humedal, m².
- C_e = DBO₅ en el efluente, en mg/L.
- C_o = DBO₅ en el influente, en mg/L.
- Q = Caudal medio, m³/día.
- K_{DBO5} = Constante de reducción de DBO₅. Depende de la temperatura, m/día.

Las ecuaciones de regresión para calcular la eliminación de DBO₅ en humedales artificiales más comunes son las desarrolladas por Knigh (ecuación 11) y por Kadlec (ecuación 12) en 1996.

$$C_e = (0.192C_o) + (0.097RCH) \dots\dots\dots (11)$$

$$C_e = (0.173 C_o) + 4.70 \dots\dots\dots (12)$$

Donde:

- C_e = DBO₅ en el efluente, en mg/L.
- C_o = DBO₅ en el influente, en mg/L.
- RCH = Carga hidráulica. en cm/día.

Entre las regresiones lineales deducidas por la concentración de DBO₅ está la propuesta por Brix (1994):

$$C_e = (0.11 C_o) + 1.87 \dots\dots\dots (13)$$

Y la propuesta por la North America Data Base (NADB, 1993)

$$C_e = (0.33C_o) + 1.4 \dots\dots\dots (14)$$

Donde:

- C_e = DBO₅ en el efluente, en mg/L.
- C_o = DBO₅ en el influente, en mg/L.

Estas expresiones proporcionan información sobre la remoción esperada en estos sistemas, similares a las obtenidas con ecuaciones de primer orden, pero su uso está limitado por ser obtenidas de datos estadísticos de regiones específicas y además, no consideran variaciones por temperatura.

Los mecanismos básicos por los cuales los humedales de flujo subsuperficial eliminan la DBO_5 son similares a los que tiene lugar en los humedales superficiales; sin embargo, el área potencial de soporte a la biopelícula es mayor y hace que el proceso de eliminación sea más eficiente.

Las ecuaciones presentadas para el cálculo de humedales de flujo superficial para la eliminación de DBO_5 , también tiene valides para el flujo subsuperficial, pero se debe ajustar la constante cinética. Un ajuste por temperatura sugerido por USEPA es $K_{20} = 1.104 d^{-1}$ a $20^\circ C$.

4.2.2. Eliminación de Sólidos en Suspensión.

En los humedales artificiales, el flujo hidráulico predominante es el laminar. La sedimentación de los sólidos ocurre en los primeros metros del humedal y depende de la naturaleza de las partículas, de la longitud del reactor y de la temperatura del agua.

Para la eliminación de sólidos en suspensión en sistemas de flujo superficial, Reed (1995) y la NADB (1993) proponen las siguientes expresiones:

Reed:

$$C_e = C_o(0.1058 + 0.0011 RCH) \dots\dots\dots (15)$$

NADB:

$$C_e = 0.16C_o + 5.1 \dots\dots\dots (16)$$

Donde:

- C_e = Sólidos en suspensión el efluente, mg/L.
- C_o = Sólidos en suspensión en el influente, mg/L.
- RCH = Carga hidráulica, en cm/día.

Para los sistemas de flujo subsuperficial, la regresión desarrollada por Reed es:

$$C_e = C_o(0.1139 + 0.0021 RCH) \dots\dots\dots (17)$$

Y la propuesta por Brix es:

$$C_e = 4.7 + 0.09 C_o \dots\dots\dots (18)$$

Donde:

C_e = Sólidos en suspensión en el efluente, mg/L.

C_o = Sólidos en suspensión en el influente, mg/L.

RCH = Carga hidráulica, en cm/día.

El uso de las expresiones anteriores es aplicable a cargas hidráulicas entre 0.4 y 75 cm/día. El uso de valores superiores o inferiores no garantiza buenos resultados.

Para el tratamiento de aguas residuales, no se deben diseñar humedales basados en la eliminación de sólidos en suspensión, porque dan como resultado áreas muy pequeñas. Como medida de seguridad, se deben usar al menos, los modelos desarrollados para la eliminación de DBO_5 , las cuales resultan en áreas de tratamiento mayores.

4.2.3. Eliminación de nitrógeno.

Los modelos encontrados para determinar la superficie necesaria de tratamiento, dependen de la tipología de los humedales. La eliminación del nitrógeno está en función del mecanismo de difusión de oxígeno y este varía según sea el flujo en el humedal.

Para aprovechar toda la capacidad de eliminación de nitrógeno en los humedales artificiales, la reducción debe ser considerada desde el planteamiento del modelo del sistema.

4.2.3.1. En sistemas de flujo superficial.

En los humedales de flujo superficial el oxígeno es aportado por difusión atmosférica, los procesos de nitrificación se presentan en la superficie y dependen de la temperatura ambiental. En el resto del perfil de profundidad de la celda ocurren las reacciones de desnitrificación por las condiciones anaerobias reinantes.

El tipo de planta cultivada en el lecho y su profur didad radicular inciden en la eficiencia del tratamiento, como lo demostraron las experiencias en Santee (1984), con celdas similares, plantadas con especies diferentes, en condiciones de flujo y climáticas equivalentes, mediante un humedal de control.

Los humedales de Santee trataban efluentes primarios, con un caudal de 3.04 m³/día, tiempo de retención hidráulica de 6 días, con DBO₅ en el influente de 118 mg/L, sólidos en suspensión de 57 mg/L y NH₃ de 25 mg/L.

a) Nitrificación.

Los modelos desarrollados para la determinación del tipo de tratamiento coinciden con las ecuaciones cinéticas de primer orden. No se toman en cuenta efectos exteriores, como la asimilación de nitrógeno por parte de las plantas, ni la deposición en los lechos.

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{(-K_T t)} \dots\dots\dots (19)$$

$$A_s = \frac{Q(\ln C_o / \ln C_e)}{K_T y n} \dots\dots\dots (20)$$

Donde:

- A_s = Área superficial del humedal artificial, en m².
- C_e = Concentración de nitrógeno Kjeldahl en el efluente, mg/L.
- C_o = Concentración de nitrógeno Kjeldahl en el influente, mg/L.
- K_T = Constante de ajuste de temperatura
- y = Profundidad media del humedal, en m.
- n = Densidad de follaje, adimensional.
- t = Tiempo de residencia hidráulico
- Q = Caudal promedio, m³/día.

Además del modelo anterior, se dispone de las regresiones propuestas por la Water Pollution Control Federation (WEF, 1990)

$$\ln C_e = 0.688 \ln C_o + 0.655 \ln RCH + 1.07 \dots\dots\dots (21)$$

$$A_s = \frac{100Q}{\exp(1.527 \ln C_e - 1.050 C_o + 1.691)} \dots\dots\dots (22)$$

Hammer y Knight (1990) desarrollaron la siguiente ecuación para determinar el área mínima necesaria para nitrificación en humedales de flujo superficial:

$$C_e = \frac{18.31 C_o Q}{A_s} 0.16063 \dots\dots\dots (23)$$

$$C_e = 0.336C_o^{0.728} + RCH^{0.456} \dots\dots\dots (24)$$

Donde:

- A_s = Área superficial del humedal artificial, en m^2 .
- C_e = Concentración de amoníaco en el efluente, mg/L.
- C_o = Concentración de amoníaco en el influente, mg/L.
- RCH = Carga hidráulica, en cm/día.

Las expresiones anteriores no consideran los efectos de la temperatura en un proceso que es altamente dependiente de ella. Reed recomienda que el establecimiento de humedales artificiales deben hacerse en sitios de climas cálidos para que la nitrificación se logre a lo largo de todo el año.

b) Desnitrificación.

Los modelos encontrados suponen que la reacción es de primer orden, la expresión propuesta por la USEPA es:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{(-K_T t)} \dots\dots\dots (25)$$

$$A_s = \frac{Q(\ln C_o / \ln C_e)}{K_T y n} \dots\dots\dots (26)$$

La regresión propuesta por NADB

$$C_e = 0.093C_o^{0.474} + RCH^{0.745} \dots\dots\dots (27)$$

Donde:

- A_s = Área superficial del humedal artificial, en m^2 .
- C_e = Concentración de nitrógeno oxidado en el efluente, mg/L.
- C_o = Concentración de nitrógeno oxidado en el influente, mg/L.
- K_T = Constante de ajuste de temperatura
- y = Profundidad media del humedal, en m.
- n = Densidad de follaje, adimensional.
- t = Tiempo de residencia hidráulico
- Q = Caudal promedio, m^3 /día.
- RCH = Carga hidráulica, en cm/día.

La concentración de nitrógeno oxidado en el influente al que se refiere esta expresión se determina con las ecuaciones para calcular la superficie necesaria y lograr la nitrificación del agua tratada. La expresión de desnitrificación sólo se usa para verificar la capacidad desnitrificadora del humedal, ya que la superficie necesaria de desnitrificación es inferior al área necesaria para alcanzar la nitrificación.

c) Nitrógeno total.

La normatividad actual limita la concentración vertida de nitrógeno en función del nitrógeno total. Para determinar la concentración de nitrógeno total en el efluente se estima la concentración de nitrógeno con el proceso de nitrificación y posteriormente se determina la concentración del efluente por desnitrificación. Una vez determinada la concentración total de nitrógeno en el efluente, se calcula el área necesaria para alcanzar la concentración de vertido deseada.

Otra alternativa es el uso del modelo desarrollado por la agencia Water Pollution Control Federation que se expone a continuación:

$$C_e = 0.193 C_o + 1.55 \ln RCH + 1.75 \dots\dots\dots (28)$$

$$A_s = \frac{100Q}{0.645C_e - 0.125C_o + 1.129} \dots\dots\dots (29)$$

y la regresión propuesta por la NADB (1983):

$$C_e = 0.409 C_o + 0.122 RCH \dots\dots\dots (30)$$

Donde:

- A_s = Área superficial del humedal artificial, en m^2 .
- C_e = Concentración de nitrógeno total en el efluente, mg/L.
- C_o = Concentración de nitrógeno total en el influente, mg/L.
- Q = Caudal promedio, m^3 /día.
- RCH = Carga hidráulica, en cm/día.

Es notorio que en las anteriores expresiones no toman en cuenta el efecto de la temperatura, lo cual impide su aplicación en sitios donde las temperaturas ambientales sean bajas.

4.2.3.2. En sistemas de flujo subsuperficial.

El proceso de eliminación de nitrógeno en humedales de flujo subsuperficial está limitado por la temperatura, por la disponibilidad de oxígeno y por las fuentes de carbono.

a) Nitrificación.

Los ensayos en los humedales de Santee (1984) permitieron desarrollar un modelo que estima el potencial de nitrificación, y se expresa por la ecuación:

$$K_T = 0.01854 + 0.3922(rz)^{2.6077} \dots\dots\dots (31)$$

Donde:

- K_T = Constante de nitrificación a 20°C, día⁻¹.
- rz = Porcentaje de desarrollo radicular en el lecho.

Una vez determinada la constante cinética de nitrificación es posible determinar la eliminación de amoníaco, con las siguientes expresiones:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{(-K_T t)} \dots\dots\dots (32)$$

$$A_s = \frac{Q(\ln C_o / \ln C_e)}{K_T y n} \dots\dots\dots (33)$$

Donde:

- A_s = Área superficial del humedal artificial, en m².
- C_e = Concentración de amoníaco en el efluente, mg/L.
- C_o = Concentración de amoníaco en el influente, mg/L.
- K_T = Constante cinética de primer orden, día⁻¹
- y = Profundidad media del humedal, en m.
- n = Densidad de follaje, adimensional.
- t = Tiempo de residencia hidráulico
- Q = Caudal promedio, m³/día.

El proceso es dependiente de la temperatura. El valor de corrección de la constante cinética por temperatura K_T es:

- ❖ Para temperatura ambiente de 0°C = 0
- ❖ Para temperatura ambiente entre 1 –10°C = $K_{10} (1.15)^{(T-10)}$
- ❖ Para temperatura ambiente superior a 10°C = $K_{KH} (1.048)^{(T-20)}$

Brix propone la siguiente regresión con base en humedales artificiales hechos en Dinamarca:

$$C_e = 0.46 C_o + 3.3 \dots \dots \dots (34)$$

La regresión se utiliza para obtener una predicción de la calidad del efluente, no para calcular el área.

b) Desnitrificación.

Las ecuaciones anteriores sólo permiten estimar la capacidad de nitrificación del humedal y si el objetivo es la eliminación del nitrógeno evaluado como nitrógeno total, la superficie de tratamiento para la desnitrificación se estima mediante la ecuación propuesta:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{(-K_T t)} \dots \dots \dots (35)$$

$$A_s = \frac{Q(\ln C_o / \ln C_e)}{K_T y n} \dots \dots \dots (36)$$

Donde:

- A_s = Área superficial del humedal artificial, en m^2 .
- C_e = Concentración de nitrito oxidado en el efluente, mg/L.
- C_o = Concentración de nitrito oxidado en el influente, mg/L.
- K_T = Constante cinética de primer orden, día⁻¹
- y = Profundidad media del humedal, en m.
- n = Densidad de follaje, adimensional.
- t = Tiempo de residencia hidráulico
- Q = Caudal promedio, m^3 /día.

La regresión propuesta por Brix (1994):

$$C_e = 0.62 C_o \dots \dots \dots (37)$$

En los sistemas de flujo subsuperficial las relaciones de nitrificación y desnitrificación ocurren simultáneamente en el reactor. La aplicación de las ecuaciones anteriores no exige la adición de áreas obtenidas individualmente y se selecciona la mayor área resultante.

c) Nitrógeno total.

El área para eliminar el nitrógeno total se puede estimar mediante un proceso iterativo entre las ecuaciones propuestas para nitrificación y desnitrificación sugeridas en las anteriores secciones. Por otra parte, la NADB (1993) propone la regresión:

$$C_e = 0.16C_o + 0.124 RCH + 2.6 \dots\dots\dots (38)$$

Donde:

- C_e = Concentración de nitrógeno total en el efluente, mg/L.
- C_o = Concentración de nitrógeno total en el influente, mg/L.
- RCH = Carga hidráulica, en cm/día.

4.2.4. Eliminación de fósforo.

Los modelos para calcular la eliminación de fósforo están basados en la adsorción de los lechos, Kadlec (1996), propuso el modelo que se muestra a continuación:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{\left(\frac{-K_p}{RCH}\right)} \dots\dots\dots (39)$$

$$A_s = \frac{bQ(\ln C_o / \ln C_e)}{K_p} \dots\dots\dots (40)$$

Donde:

- A_s = Área superficial del humedal artificial, en m².
- C_e = Concentración de fósforo en el efluente, mg/L.
- C_o = Concentración de fósforo en el influente, mg/L.
- RCH = Carga hidráulica promedio anual, en mg/L.
- K_p = Constante cinética de primer orden, equivalente a 2.73 cm/día
- Q = Caudal promedio, m³/día.
- b = Coeficiente de conversión, 100 cm/m

El modelo anterior fue desarrollado para sistema de flujo superficial pero ha demostrado que también se ajusta a sistema de flujo subsuperficial.

4.3. DISEÑO HIDRÁULICO.

El diseño depende de la tipología del humedal y de los elementos que determinan el funcionamiento hidráulico como la pendiente, la permeabilidad conductividad hidráulica y el tipo de planta.

4.3.1. Sistema de flujo superficial.

El tránsito del agua dentro de las celdas de los humedales de flujo superficial se asemeja al desplazamiento del agua en un canal con vegetación. El agua de las celdas debe vencer la resistencia al desplazamiento que le ejercen las paredes, el fondo y las plantas. La energía necesaria para el movimiento del agua es aportada por la pendiente hidráulica. El humedal se debe proyectar con pendiente suficiente para superar los efectos de la resistencia de los elementos, para mantener condiciones de flujo laminar y para permitir el vaciado de las celdas en casos de mantenimiento. Para el diseño hidráulico se utiliza la ecuación de Manning. La expresión incluye un coeficiente de fricción n , que depende de la rugosidad del suelo y de las paredes del canal. En este tipo de sistemas el coeficiente debe modificarse para tener en cuenta la densidad de las plantas en el lecho. El valor recomendado para n oscila entre 1 y 4. El coeficiente de Manning sirve para relacionar la densidad de la planta con un valor de n . A continuación se muestra la ecuación de Manning:

$$V = \frac{y^{2/3} S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots (41)$$

Donde:

- V = Velocidad del agua, m/s.
- y = profundidad en el humedal, m.
- S = Gradiente hidráulico en el humedal, m/m.
- n = Coeficiente de Manning, adimensional.

$$n = \frac{a}{y^{1/2}} \dots\dots\dots (42)$$

$$V = \frac{Q}{W} \dots\dots\dots (43)$$

$$W = \frac{A}{L} \dots\dots\dots (44)$$

$$S = \frac{my}{L} \dots\dots\dots (45)$$

Sustituyendo las ecuaciones 42, 43, 44 y 45 en la ecuación 46 se obtiene la expresión que sirve para establecer las dimensiones hidráulicas del humedal:

$$L = \left(\frac{A_s y^{8/3} m^{1/2} 86400^{2/3}}{aQ} \right) \dots\dots\dots (46)$$

Donde:

- L = longitud de las celdas, m.
- A_s = superficie, m².
- m = Pendiente, m/m.
- y = Profundidad, m,
- a = Factor de fricción de Manning, adimensional.
- Q = Caudal medio, m³/día.

4.3.2. Sistema de flujo subsuperficial.

En los humedales de flujo subsuperficial el área total del lecho se calcula de acuerdo con la ley de Darcy. Esta ecuación es aplicable cuando la celda se encuentra rellena de arenas, gravas y suelos, siempre y cuando se mantengan las condiciones de flujo laminar.

Ecuación de Darcy:

$$v = K_s S \dots\dots\dots (47)$$

$$v = \frac{Q}{wy} \dots\dots\dots (48)$$

$$Q = K_s S A_c \dots\dots\dots (49)$$

Donde:

- v = Velocidad media, m/s.
- K_s = Conductividad hidráulica, m/día.
- S = Pendiente, m/m.
- Q = Caudal medio, m³/día.

w = Ancho del humedal, m.

y = Profundidad del agua en el humedal, m,

A_c = Área de la sección transversal, perpendicular al flujo, m².

La relación entre el área y el ancho sirve para estimar las dimensiones generales del ancho del humedal y con el número de Reynolds se verifica el régimen del flujo.

$$S = \frac{m \cdot y}{L} \dots\dots\dots (50)$$

$$S = \frac{A_s}{w} \dots\dots\dots (51)$$

$$A_c = w \cdot y \dots\dots\dots (52)$$

$$w = \frac{1}{y} \left(\frac{Q A_s}{m K_s} \right)^2 \dots\dots\dots (53)$$

$$NR = \frac{v D}{\tau} \dots\dots\dots (54)$$

Donde:

v = Velocidad media, m/s.

NR = Número de Reynolds, adimensional.

τ = Viscosidad cinemática, m²/s.

D = Diámetro medio de los poros, m.

La viscosidad cinemática del agua es directamente proporcional a la temperatura. Una disminución de 15 °C puede significar hasta una disminución de la conductividad hidráulica del 66 % ⁽¹¹⁾

Cuando el flujo dentro del humedal es turbulento se usa la expresión de Ergun (1952):

$$K_s = n^{3.7} \dots\dots\dots (55)$$

Donde:

n = Porosidad del medio granular, adimensional.

K_s = Conductividad hidráulica, m/día.

La conductividad hidráulica es un parámetro difícil de medir, debido a los múltiples factores que lo afectan. Se debe estimar, por medio de dispositivos que simulen el flujo dentro de los humedales y con el material de relleno seleccionado para la construcción.

Una manera aproximada para medir la porosidad consiste en rellenar un recipiente aforado con el material y añadir agua hasta el límite superior. Posteriormente se mide el agua añadida. La porosidad se calcula con la relación entre volumen de agua agregada y el total:

$$n = \frac{V_V}{V_T} \dots\dots\dots (55)$$

Donde:

- V_V = Volumen de espacios vacíos, (volumen total de agua añadida)
- V_T = Volumen total.

La tabla 3 muestra las características básicas de los materiales de relleno utilizados para la construcción de humedales de flujo subsuperficial. Estos valores pueden ser tomados como guía para el cálculo y diseño de un humedal de flujo subsuperficial además, deben ser usados con factores de seguridad elevados, pues las condiciones de campo son variables y las condiciones de flujo en el humedal cambian a través del tiempo.

Tabla 3. Características típicas de medios de relleno utilizados para la construcción de humedales de flujo subsuperficial. ⁽¹¹⁾

Tipo de terreno	Tamaño efectivo D ₁₀ (mm)	Porosidad n (%)	Conductividad hidráulica Ks (m/d)
Arenas graduadas	2	28 - 32	100 – 1 000
Arenas gravosas	8	30 - 35	50 – 5 000
Gravas finas	16	35 - 38	1 000 – 10 000
Gravas medianas	32	36 - 40	10 000 – 50 000
Rocas pequeñas	128	38 - 45	50 000 – 250 000

El tiempo de retención hidráulico se estima con la siguiente expresión:

$$TRH = \frac{LWhn}{Q} \dots\dots\dots (57)$$

Donde:

- TRH = Tiempo de retención hidráulico, días.
- Q = Caudal medio, m³/día
- L = Longitud del humedal, m.
- W = Ancho del humedal, m.
- h = Profundidad del humedal.
- n = Porosidad del humedal, adimensional.

Existe otra alternativa para el cálculo propuesta por Cooper (1990), ésta se basa en la ecuación de Darcy. El área se determina con la pendiente del fondo de la celda por medio de la expresión:

$$A_c = \frac{Q}{K_f \left(\frac{dH}{dS} \right)} \dots\dots\dots (58)$$

Donde:

- A_c = Área de la sección transversal del humedal, m²
- Q = Caudal medio, m³/día
- K_f = Conductividad hidráulica, m/s.
- $\frac{dH}{dS}$ = Pendiente, m/m.

Las Guías Europeas proveen conductividades hidráulicas para un cierto tipo de gravas y suelos las cuales están descritas en las tablas 4 y 5. Estas guías advierten al diseñador "a no asumir una conductividad hidráulica más grande que la del medio original", en realidad en muchos de los casos, se utiliza una conductividad menor a la del valor inicial para suponer que los sólidos suspendidos pueden tapar los vacíos del humedal. Para grava se recomienda un valor de K_f entre 1 x 10⁻³ y 3 x 10⁻³ m/s (86 a 260 m/d).

Los diseños europeos y las Guías Operacionales Europeas, utilizan generalmente un valor de 1 x 10⁻³ para humedales con grava.

Usualmente las pendientes del fondo de la celda están en el rango de 0.5 a 1%. En la mayoría de los casos el 1% es el utilizado.

Tabla 4. Valores típicos de Kf (Clark, 1987) ⁽¹¹⁾

Textura del Suelo	m/s
Grava fina o gruesa	$10^{-3} - 1$
Arena fina o gruesa	$10^{-7} - 10^{-2}$
Piedra caliza	$10^{-4} - 10^{-2}$
Piedra arenisca	$10^{-8} - 10^{-4}$
Cieno	$10^{-9} - 10^{-5}$
Tierra Glacial	$10^{-12} - 10^{-4}$
Arcilla marina	$10^{-12} - 10^{-9}$
Shale	$10^{-13} - 10^{-9}$

Tabla 5. Comparación de valores de permeabilidad para diferentes texturas de suelo (Bucksteeg, 1986) ⁽¹¹⁾

Textura del suelo	m/s
Grava gruesa, arena pequeña, alta permeabilidad	Del orden de 10^{-2}
Grava fina, buena permeabilidad.	Del orden de 10^{-4}
Arena fina a media, permeabilidad pobre.	Del orden de 10^{-5}
Arena fina, poco permeable	Del orden de 10^{-6}
Humus, condición biológica media.	Del orden de 5×10^{-7}
Arcilla fina particulada, muy poca permeabilidad	Del orden de 10^{-8}

4.4 Criterios y recomendaciones.

4.4.1. En sistemas de flujo superficial.

Los principales criterios de diseño para la construcción de humedales artificiales de flujo superficial, son el tiempo de retención hidráulica, la carga orgánica, la profundidad del agua y la relación geométrica la carga hidráulica es una base de comparación común, en m/día. Otras consideraciones de diseño incluyen el control de mosquitos y la cosecha de plantas. Valores típicos de criterios de diseño son presentados en la tabla 6.

Tabla 6. Criterios de diseño para la construcción de humedales artificiales de flujo superficial. ⁽¹¹⁾

Factor	Valor típico
Tiempo de retención, días.	5 a 14
Carga máxima de DBO, Kg/ha x día	80
Profundidad de agua, m	0.1 a 0.5
Carga hidráulica, mm/día.	7 a 60
Área requerida, ha/m ³ x día	0.002 a 0.014
Relación geométrica	2:1 a 10:1
Control de mosquitos	Requerido
Frecuencia de cosechas, años.	3 a 5

- ❖ Un valor de típico de K_T es 0.0057 días⁻¹ para 20°C.
- ❖ El tiempo de retención calculado representa el tiempo de retención máximo requerido para remover la DBO durante los meses de operación más fríos.
- ❖ Relación geométrica para humedales artificiales de flujo superficial es importante para realizar la remoción de la DBO, SST, amoníaco y nitrógeno total. Las relaciones largo - ancho de 4:1 a 6:1 son necesarias para llevar a cabo su función y evitar los cortos circuitos a través del humedal. Para sistemas grandes, una relación geométrica de 2:1 es la mínima recomendada.
- ❖ El control de mosquitos en los humedales de flujo superficial es esencial. Las previsiones incluyen tener peces, mantener las condiciones aeróbicas, uso de controles biológicos, y el fomento de depredadores.
- ❖ La cosecha de las plantas es necesaria para mantener la capacidad hidráulica del humedal, además de promover el crecimiento de las plantas, y evitar la proliferación de mosquitos. La cosecha para la remoción de nutrientes no es práctica ni recomendable, además puede afectar adversamente el funcionamiento del sistema, así que se deben realizar antes de que el humedal entre en servicio o después de varios meses de haberse puesto en operación. Las plantas cosechadas pueden ser picadas y composteadas.
- ❖ Los tiempos de retención para la remoción de materia orgánica y sólidos suspendidos son relativamente grandes del orden de 5 a 10 días.

- ❖ Para la remoción de amonio y nitrógeno total, la temperatura mínima y el tiempo de retención son importantes. El tiempo de retención para una remoción significativa puede ser de 8 a 14 días o más. La remoción de nitrógeno y la nitrificación será reducida cuando la temperatura del agua sea menor de 10°C.
- ❖ La asimilación de fósforo es relativamente rápida, una vez que la planta muere, el fósforo puede ser reciclado por la columna de agua o depositado en los sedimentos. El principal reservorio de fósforo en los humedales son los sólidos. Una remoción significativa de fósforo requiere largos tiempos de retención (15 a 25 días) y bajas cargas de fósforo (menores de 0.3 Kg/ha x día).

4.4.2. En sistemas de flujo superficial.

Los principales criterios de diseño para los humedales de flujo subsuperficial son el tiempo de retención hidráulica, la carga de DBO y la carga de sólidos, la profundidad media y el tamaño del medio poroso. En adición la hidráulica del flujo subsuperficial deberá ser revisada utilizando la ecuación de Darcy. Valores típicos de criterios de diseño son presentados en la tabla 7.

Tabla 7. Criterios de diseño para la construcción de humedales artificiales de flujo subsuperficial. ⁽¹¹⁾

Factor	Valor típico
Tiempo de retención, días.	2 a 7
Carga máxima de DBO, Kg/ha x día	75
Profundidad de agua, m	0.1 a 1.0
Carga hidráulica, mm/día.	2 a 30
Área requerida, ha/m ³ x día	0.001 a 0.007
Relación geométrica	0.25:1 a 5:1
Control de mosquitos	No Requerido
Frecuencia de cosechas, años.	3 a 5

- ❖ El valor de K_T tiene un intervalo desde 0.08 a 1.1 días⁻¹ para arena o grava respectivamente.
- ❖ El tiempo de retención tiene un intervalo de 2 a 7 días.
- ❖ La carga de DBO total no debe exceder de 75 Kg/ha x día.

- ❖ La zona de entrada (área de distribución) evita la obstrucción y el flujo subsecuente en los humedales, las cargas de DBO y sólidos suspendidos pueden mantenerse bajas. Cargas de DBO cerca de 0.2 Kg/m² x día o menos evitarán la obstrucción de la zona de entrada. La experiencia en Austria llevó a la recomendación de que las cargas de sólidos suspendidos en la zona de entrada, no deben exceder de 0.08 Kg/m² x día.
- ❖ El ancho del humedal es determinado por la velocidad del flujo hidráulico. La longitud es determinada por el tiempo de retención hidráulico necesario para la remoción de los contaminantes. Por lo tanto, los humedales pueden tener relaciones geométricas menores o mayores de 1:1 dependiendo de los objetivos del tratamiento.
- ❖ El tiempo de retención hidráulico y la transferencia de oxígeno pueden limitar la nitrificación y por lo tanto la remoción de nitrógeno. La nitrificación de 20 mg/L de amonio requerirá 100 mg/mL de oxígeno, por lo que la transferencia de oxígeno es crítica para la nitrificación en humedales de flujo subsuperficial. Las raíces de las plantas pueden generar una porción de esta demanda de oxígeno en el subsuelo, sin embargo, la transferencia de oxígeno directo desde la atmósfera puede ser requerida para llevar a cabo una nitrificación efectiva. El tiempo de retención hidráulico y la temperatura son los factores limitantes para la aplicación de humedales ya sean de flujo superficial o subsuperficial.
- ❖ Para la remoción de amonio y nitrógeno total, la temperatura mínima y el tiempo de retención son importantes. El tiempo de retención para una remoción significativa puede ser de 8 a 14 días o más. La remoción de nitrógeno y la nitrificación será reducida cuando la temperatura del agua sea menor de 10°C.
- ❖ La profundidad media puede tener un rango de 0.3 a 0.75 m. La Universidad Tecnológica de Tennessee recomienda profundidades entre 0.3 y 0.45 m los cuales reciben efluentes de tanques sépticos. El tamaño medio de la grava para éstos tiene un rango de 5 a 230 mm. ⁽¹¹⁾

CAPÍTULO 5.

ASPECTOS GENERALES DEL MEDIO NATURAL Y SOCIO – ECONÓMICO DE LA ENEP ARAGÓN

En este capítulo se recopila, analiza y actualiza la información de la E.N.E.P. Aragón, como del Municipio de Nezahualcóyotl, ya que es ahí donde se ubica físicamente la Escuela con la finalidad de establecer el marco físico – natural, y el medio socioeconómico cultural de la región en donde se llevará a cabo el proyecto, con lo que se delimita su área de influencia y se definen los aspectos relevantes que sirven de base para realizar el diagnóstico y pronóstico para la planta de tratamiento y el reuso que se le dará al agua tratada.

5.1. MEDIO FÍSICO Y NATURAL.

5.1.1. UBICACIÓN.

La Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, cuya dirección es Av. Rancho Seco S/N, se localiza en el Municipio de Nezahualcóyotl, Estado de México.

El Municipio de Nezahualcóyotl está ubicado en la porción Este del Estado de México, entre las paralelas 19° 21' 56" y 19° 30' 04" de latitud norte y las meridianas 98° 57' 59" y 99° 04' 17" de longitud oeste con una altitud media de 2240 metros sobre el nivel medio del mar (s.n.m.m.). Su cabecera municipal es Ciudad Nezahualcóyotl que tiene por coordenadas geográficas 19° 24' de latitud norte y 98° 59' de longitud oeste, a 2220 metros s.n.m.m. Colindancias, al norte con el Municipio de Ecatepec, al este con los municipios de Atenco y Chimalhuacán, al oeste con el Distrito Federal y al sur con el Municipio de La Paz y el D. F. ⁽¹²⁾

La E. N. E. P. Aragón, por su parte, colinda al norte con las colonias Impulsora Popular Avícola y Las Antenas, al sur con la Col. Prados de Aragón y Las Armas, al este con la Col. Plazas de Aragón y al oeste con la Col. Bosques de Aragón.

5.1.2. FISIOGRAFÍA

El Municipio de Nezahualcóyotl se encuentra dentro de la provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico, en la subprovincia de Lagos y Volcanes de Anáhuac. Los terrenos que pertenecen a este municipio, no presentan pendientes considerables, ya que se ubican en una basta llanura sin alteraciones que antiguamente era ocupada por el Lago de Texcoco.⁽¹²⁾

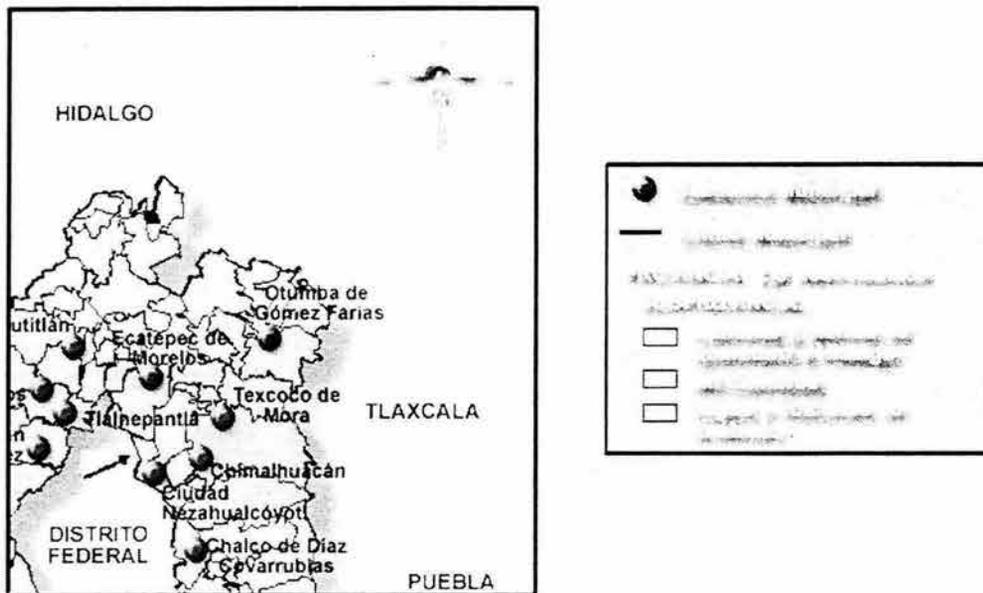


Figura 24) Mapa Fisiográfico.⁽¹²⁾

5.1.3. GEOLOGÍA

El estado de México geológicamente se caracteriza por el predominio de rocas volcánicas cenozoicas que datan del Terciario y del Cuaternario.

En la provincia de Eje Neovolcánico, hay algunos afloramientos de rocas triásicas, litológicamente clasificadas como filitas y pizarras. Del Cretácico, afloran rocas sedimentarias marinas, de composición carbonatada. También existen rocas sedimentarias clásticas, asociadas con piroclásticas (tobas). No obstante en el Municipio de Nezahualcóyotl, del cuaternario existen depósitos lacustres y aluviales que rellenan antiguos lagos de la cuenca de México y los valles de la cuenca del Lerma.

Las principales estructuras de esta provincia son los aparatos volcánicos formados por conos cineríticos y derrames de lavas. De entre estos sobresalen el Popocatépetl, el Iztlacihuatl y el Nevado de Toluca, que son los volcanes más notables del país, todos ellos formados por rocas andesíticas. ⁽¹²⁾

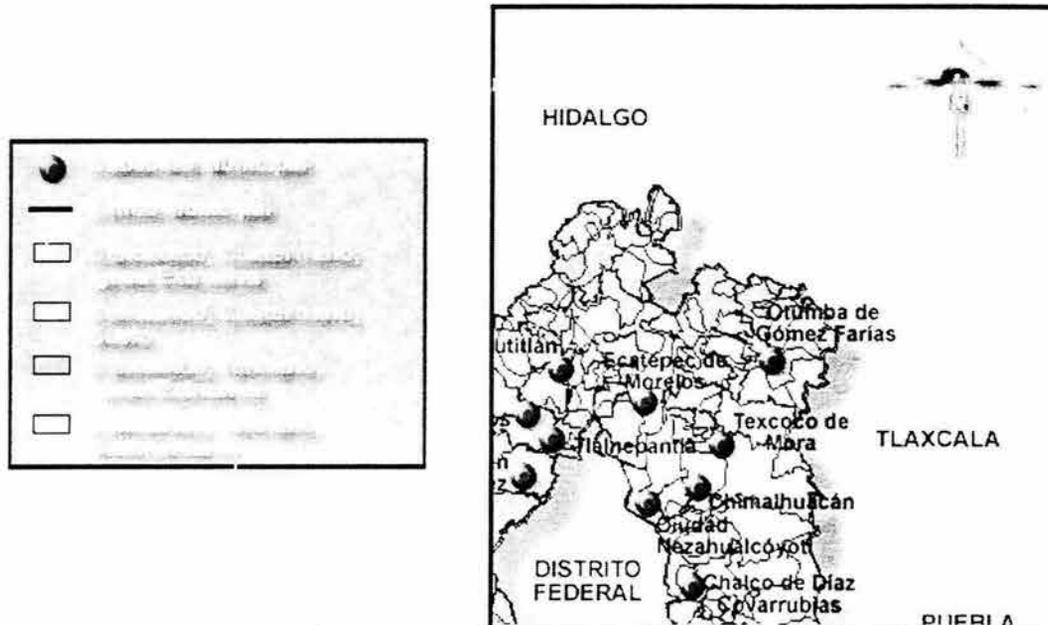


Figura 25) Mapa Geológico ⁽¹²⁾

5.1.4. CLIMA

El clima prevaleciente en el municipio de Nezahualcóyotl, es el denominado clima semiseco, incluido dentro del grupo de los climas secos, también conocido como grupo de clima seco estepario. Se caracteriza porque la evaporación excede a la precipitación; las comunidades vegetativas con que está asociado son las xerófilas y los pastizales. Tiene lluvias en verano y escasas a lo largo del año. La temperatura media oscila entre los 22° y 24° C. ⁽¹²⁾

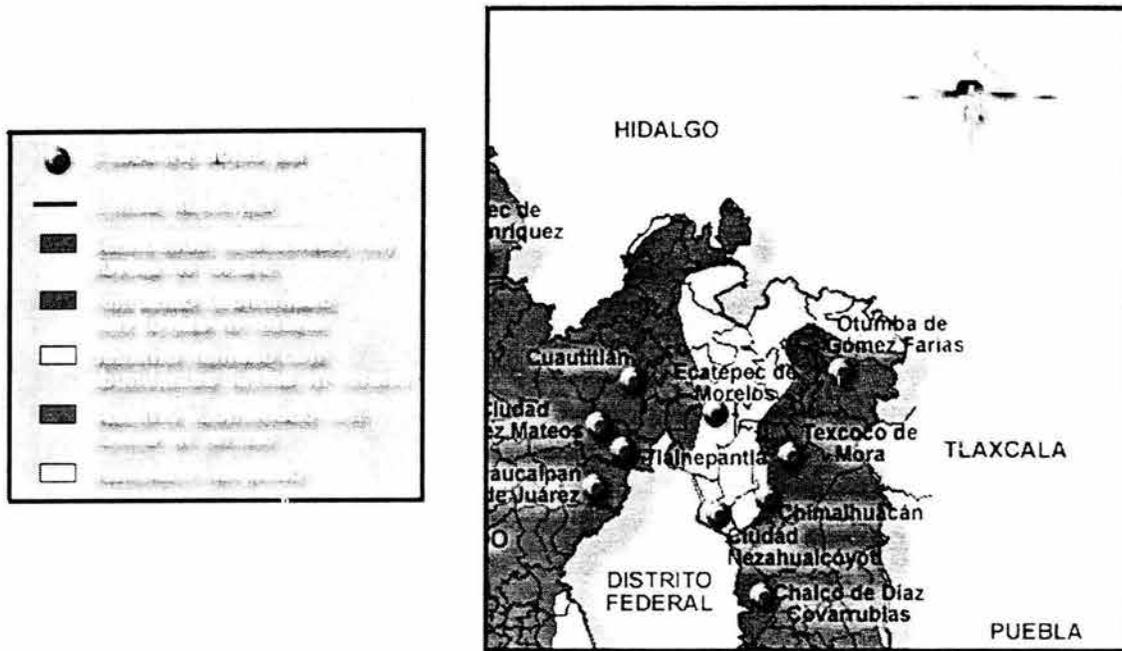


Figura 26) Mapa de climas. ⁽¹²⁾

5.1.4.1. ESTACIONES METEOROLÓGICAS.

En el Estado de México se encuentran las estaciones meteorológicas que se muestran en la tabla 8:

Tabla 8. Estaciones Meteorológicas. ⁽¹²⁾

Clave	Estación	Latitud Norte			Longitud Oeste			msnm
		Grados	Minutos	Segundos	Grados	Minutos	Segundos	
15-248	Coatepequito	18	45	01	99	37	20	1,440
15-328	Mazatepec	18	53	35	100	06	08	1,400
15-164	Toluca (Oficinas)	19	17	30	99	37	50	2,638
15-00A	Acolman	19	26	12	99	04	48	2,240
15-062	Nevado de Toluca	19	06	15	99	44	45	4,146

msnm: metros sobre el nivel del mar.

FUENTE: CNA. Registro Mensual de Temperatura Media en °C.

Los datos que serán tomados en cuenta son los de la estación Acolman, por ser la más cercana, para lo cual, en adelante las tablas presentadas solo contendrán un extracto de las originales, es decir, los datos de la estación mencionada.

La estación meteorológica "San Juan de Aragón" de la Comisión Nacional del Agua también por su cercanía ofrece datos convenientes para el proyecto. No obstante, en la E. N. E. P. Aragón, en el Centro Tecnológico se encuentra una estación meteorológica, que ha recabado datos de precipitación y temperatura a lo largo de los dos últimos años (2001 y 2002).

5.1.5. HIDROLOGÍA.

Con los datos aportados por las estaciones meteorológicas del Estado de México, se obtuvieron los datos de temperaturas medias anuales y mensuales en el Estado. Así como un mapa isotérmico mostrado en la figura 27, y el mapa de isoyetas presentado posteriormente.

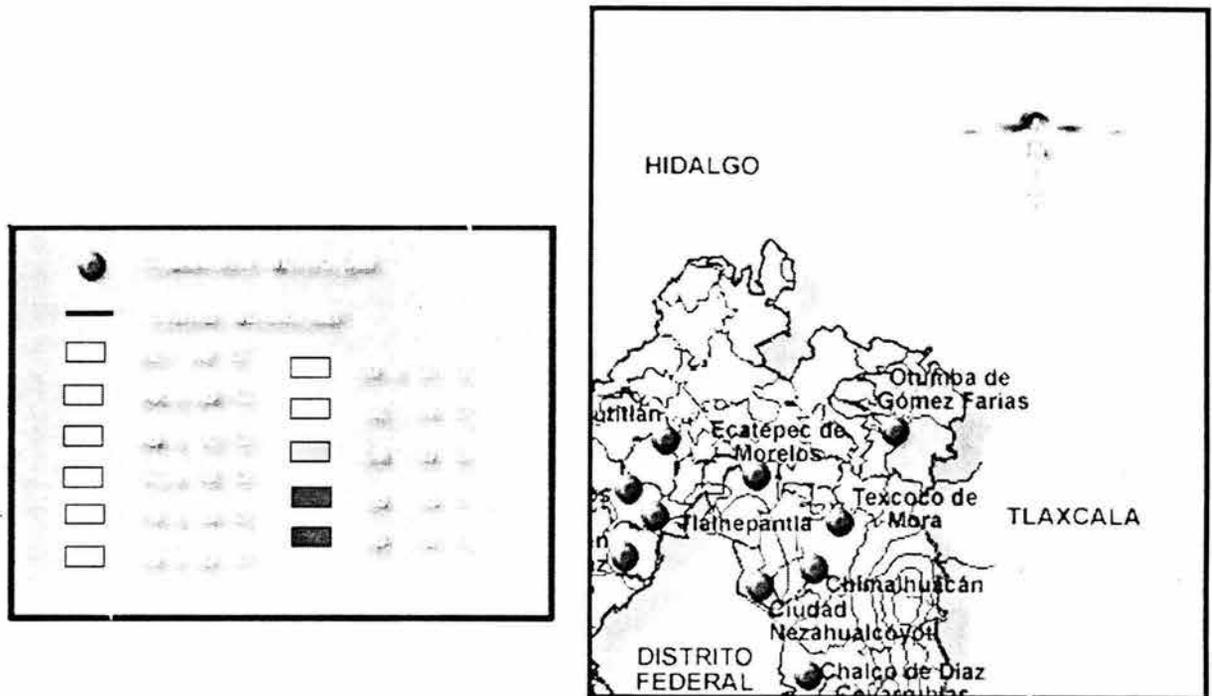


Figura 27) Mapa de isoterma.⁽¹²⁾

Tabla 9a. Temperatura media anual (grados centígrados)

Estación	Periodo	Temperatura promedio	Temperatura del año más frío	Temperatura del año más caluroso
			Temperatura	Temperatura
Acolman	1981-2000	14.2	12.9	15.7
San Juan de Aragón	1941-2000	16.5	15.1	18.0

FUENTE: CNA. Registro Mensual de Temperatura Media en °C.

Tabla 9b. Temperatura media anual (grados centígrados) ⁽¹⁴⁾

Estación	Periodo	Temperatura promedio	Temperatura del año más frío	Temperatura del año más caluroso
			Temperatura	Temperatura
Centro Tecnológico Aragón	2001 - 2002	17.6	17.4	17.8

FUENTE: Centro Tecnológico Aragón.

Tabla 10a. Temperatura media mensual (grados centígrados) ⁽¹²⁾

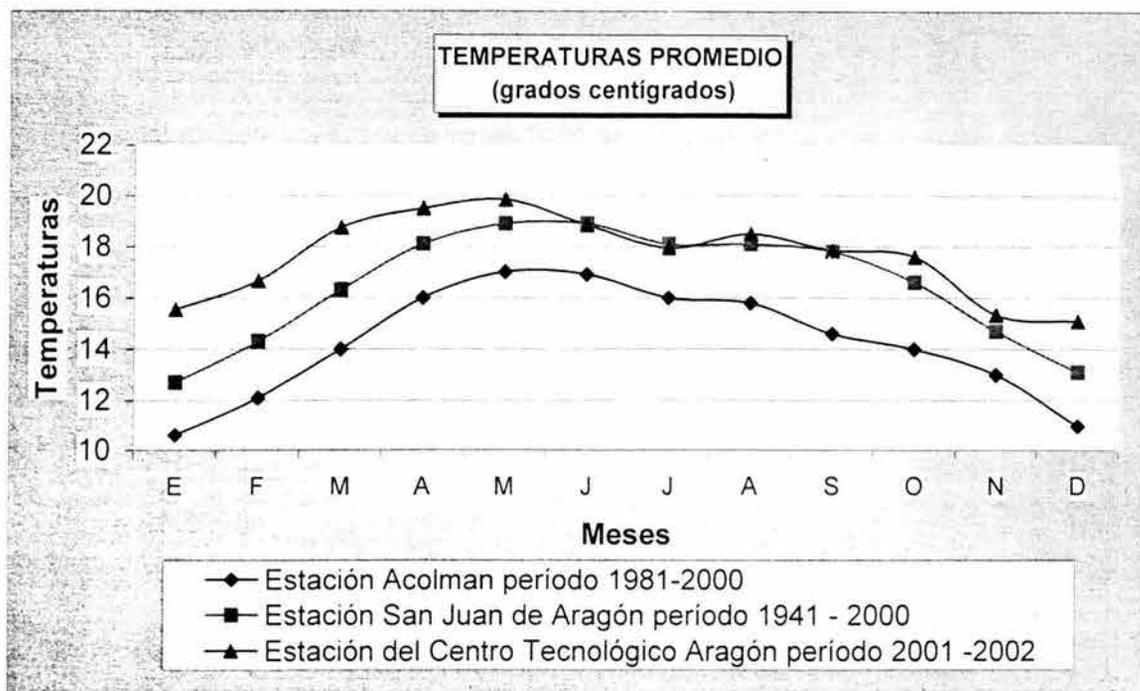
Estación y concepto	Periodo	Meses											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Acolman	1990	11.3	12.8	13.6	15.1	16.9	16.3	15.5	15.6	15.3	14.1	12.6	10.7
Promedio	1981 - 1990	11.1	12.5	14.1	16.4	17.7	17.5	16.6	16.6	16.1	14.8	13.1	11.9
Año más frío	1990	11.3	12.8	13.6	15.1	16.9	16.3	15.5	15.6	15.3	14.1	12.6	10.7
Año más caluroso	1982	12.5	13.3	15.9	18.7	18.7	18.2	16.5	16.6	16.5	15.2	13.3	12.3
San Juan de Aragón	2000	12.2	14.6	17.4	19.5	19.9	18.6	18.4	18.1	18.9	17.0	16.3	12.2
Promedio	1941 - 2000	12.7	14.3	16.3	18.1	18.9	18.9	18.1	18.1	17.8	16.5	14.7	13.1
Año más frío	1956	9.5	13.4	15.6	17.9	17.6	16.9	17.2	17.5	16.1	14.8	13.1	11.9
Año más caluroso	1995	14.9	16.0	18.2	20.1	23.5	20.6	18.7	18.6	18.7	17.0	16.0	13.8

FUENTE: CNA. Registro Mensual de Temperatura Media en °C.

Tabla 10b. Temperatura media mensual (grados centígrados)⁽¹⁴⁾

Estación y concepto	Periodo	Meses											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Centro Tecnológico Aragón	2002	15.3	16.3	19.6	19.4	20.7	19.4	17.8	-----	18.0	18.4	15.3	15.2
Promedio	2001 - 2002	15.6	16.7	18.8	19.5	19.9	18.9	18.0	18.5	17.9	17.6	15.4	15.1
Año más frío	2001	15.8	17.0	17.9	19.6	19.0	18.3	18.1	18.5	17.7	16.8	15.4	15.0
Año más caluroso	2002	15.3	16.3	19.6	19.4	20.7	19.4	17.8	-----	18.0	18.4	15.3	15.2

FUENTE: Centro Tecnológico Aragón



Gráfica 1) Temperatura Promedio.

Las estaciones meteorológicas también registran la precipitación mensual y anual promedio en milímetros, que se muestra en las tablas 11 y 12, indicando el período de observación en años.

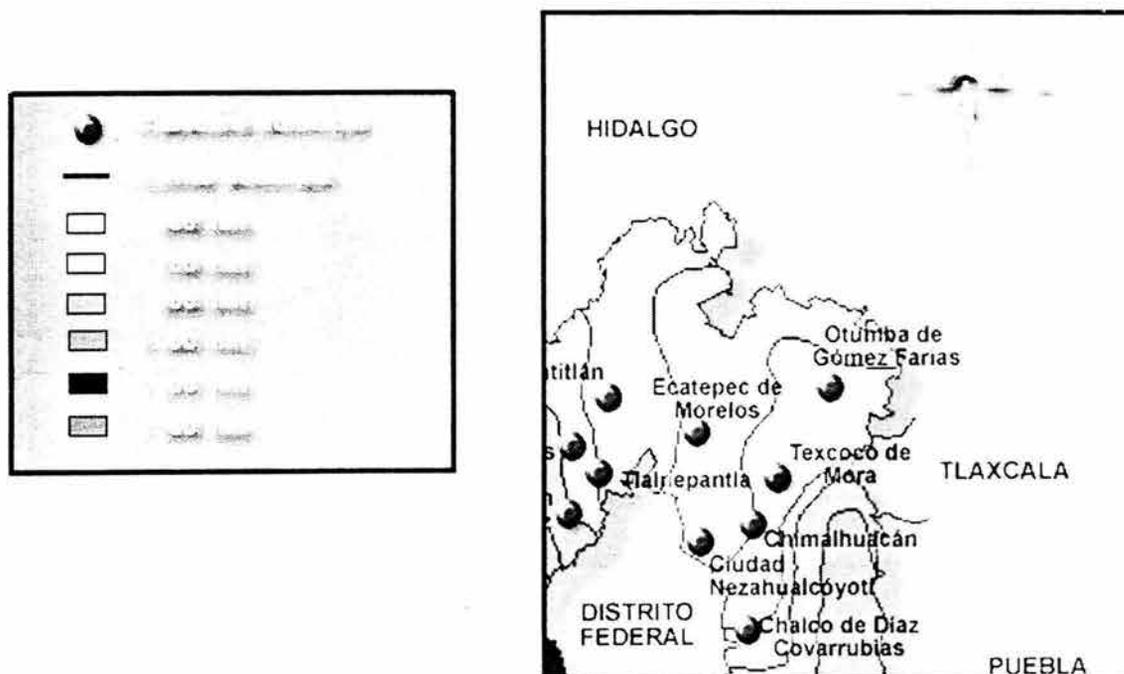


Figura 28) Mapa de Isoyetas. ⁽¹²⁾

Tabla 11. Precipitación total anual (milímetros) ⁽¹²⁾ y ⁽¹³⁾

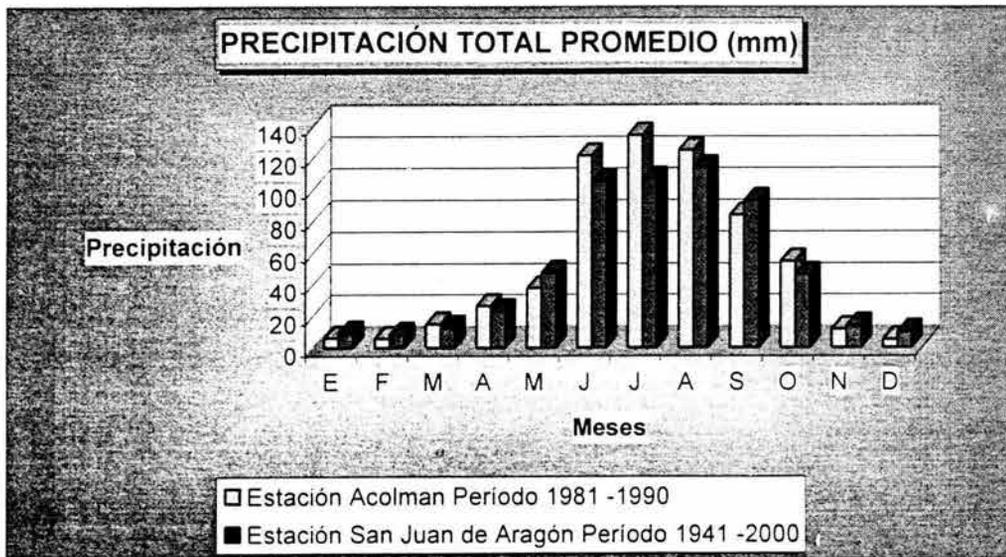
Estación	Periodo	Precipitación promedio	Precipitación del año más seco	Precipitación del año más lluvioso
			Precipitación	Precipitación
Acolman	1981-2000	596.7	437.6	885.3
San Juan de Aragón	1941 - 2000	586.9	361.5	850.5

FUENTE: CNA. Registro Mensual de Precipitación Pluvial en mm.

Tabla 12. Precipitación mensual total (milímetros)⁽¹²⁾ y ⁽¹³⁾

Estación y concepto	Periodo	Meses											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Acolman	1990	3.4	13.9	2.2	40.1	57.9	153.3	164.3	146.7	74.6	105.8	0.2	4.0
Promedio	1981-1990	6.1	5.7	14.8	25.9	37.4	121.2	134.0	124.6	83.6	54.3	11.4	4.9
Año más seco	1985	2.0	1.0	24.1	20.5	15.4	121.4	52.6	102.0	117.3	22.3	23.7	1.0
Año más lluvioso	1981	22.4	1.5	12.6	75.8	88.9	149.1	82.6	231.7	135.8	75.6	7.3	2.0
San Juan de Aragón	2000	0.0	94.1	18.2	14.9	74.2	228.0	93.1	171.2	41.2	24.9	3.0	0.5
Promedio	1941-2000	9.2	8.3	112.5	22.6	47.4	104.6	106.2	113.4	92.7	46.0	13.8	9.6
Año más seco	1957	0-0	6.0	2.0	32.5	44.0	59.0	79.5	38.5	54.5	30.0	11.5	4.0
Año más lluvioso	1992	35.2	17.8	7.9	13.0	81.4	41.5	123.3	169.5	167.2	92.9	100.8	0.0

FUENTE: CNA. Registro Mensual de Precipitación Pluvial en mm.



Grafica 2) Precipitación total promedio

La región hidrológica "Alto Pánuco" (No. 26 de acuerdo con el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática) abarca una gran extensión que comprende toda la parte norte, noreste y noroeste del estado, donde están asentadas localidades como Nezahualcóyotl, Cuautitlán, Tepetzotlán, Teotihuacan, Nicolás Romero, Canalejas y Jilotepec de Abasolo, entre otras. Tiene una superficie de 7,933.830 km². La corriente más importante de esta cuenca es el principal afluente del río Pánuco, teniendo como origen al río San Juan y al río Tula, el cual después de un recorrido de 174 km. cambia de nombre a río Moctezuma.⁽¹²⁾

Otros canales de importancia por su cercanía a la E. N. E. P. son el Río de los Remedios y el Gran Canal, éstos llevan el agua residual generada en la zona norte y nororiente de la Ciudad de México.

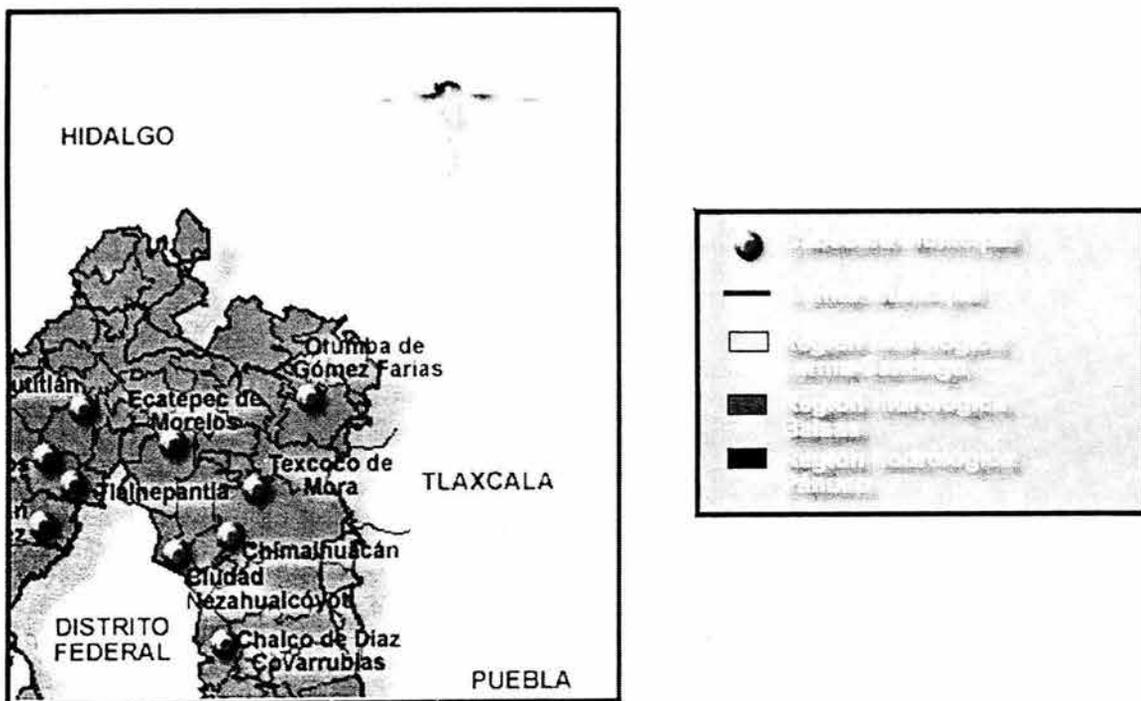


Figura 29) Mapa de Regiones hidrológicas. ⁽¹²⁾

Tabla 13. Regiones y cuencas hidrológicas ⁽¹²⁾

Región	Cuenca	% de la superficie estatal
Lerma-Santiago	R. Lerma-Toluca	23.90
Balsas	R. Atoyac	0.38
	R. Balsas-Zirándaro	7.20
	R. Grande de Amacuzac	10.06
	R. Cutzamala	23.01
Pánuco	R. Moctezuma	35.45

FUENTE: INEGI. Carta Hidrológica de Aguas Superficiales, 1:1 000 000.

5.1.6. VIENTOS DOMINANTES.

Los vientos dominantes del suroeste ocurren la mayor parte del año, mientras que en otoño son los del norte y noreste.

5.1.7. FLORA y FAUNA.

En el área ocupada por la Subprovincia de los Lagos y Volcanes de Anáhuac del Estado de México, existe viabilidad agrícola de temporal y riego para el cultivo de ajo, alcachofa, apio, cebada, centeno, garbanzo, ejote y floresta entre otros; por lo que respecta a lo pecuario sería factible criar bovinos, caprinos y ovinos; en cuanto a lo forestal sería posible aprovechar los recursos para explotación industrial, comercial y doméstica. ⁽¹²⁾

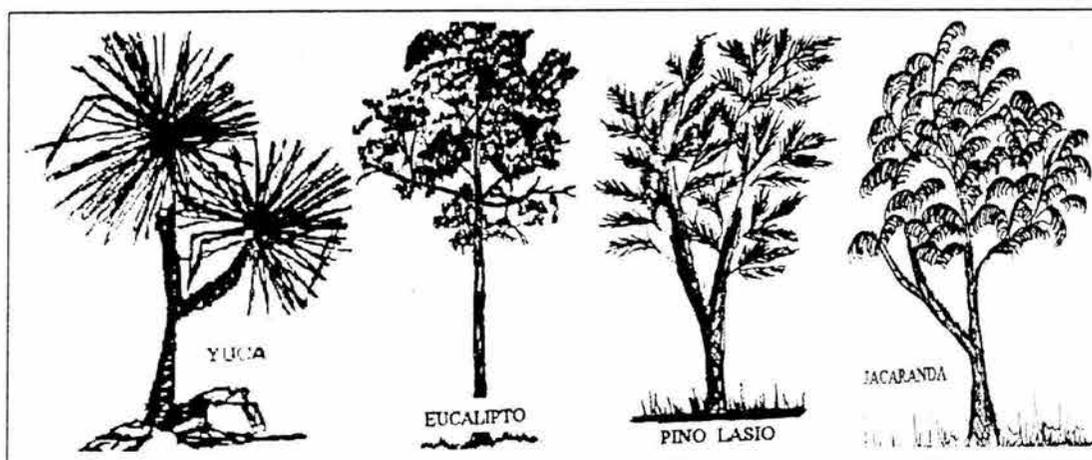


Figura 30) Flora de la E. N. E. P. Aragón.

Dentro de la E. N. E. P. Aragón la flora está conformada por algunas especies tales como el pino lasio y el eucalipto de hasta 12 metros de altura, la jacaranda, la yuca de hasta 1.5 metros de altura, pastizales, etc. ⁽¹⁵⁾

Insectos y pájaros son el tipo de fauna que se encuentra, los primeros en mayor abundancia durante las temporadas de calor y lluvia.

5.2. ASPECTOS SOCIO – ECONÓMICOS.

5.2.1. Demografía.

El número total de la población del Municipio de Nezahualcóyotl hasta el 14 de Febrero de 2000 es de 1'225,972 habitantes, 595,585 hombres y 630,387 mujeres.

La población de la E. N. E. P. Aragón está constituida por los alumnos de las 12 carreras impartidas en el plantel, cinco maestrías, dos especializaciones y dos doctorados, el personal académico y trabajadores en general cuyas poblaciones de 1986 al 2002 se muestran en la tabla 14.

Basándose en los métodos establecidos por diversas normas internacionales y aceptados por la entonces Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP) a través de las Normas de Proyecto para obras de Alcantarillado Sanitario en localidades urbanas en la República Mexicana, debe efectuarse un cálculo de población futura para conocer las demandas que tendrá el sistema objeto de diseño.

Cálculo de la Población Futura.

Método Aritmético.

$$Y_{m1} = Y_2 + K (t_m - t_2) \quad \text{Fórmula Porcensal}$$

Donde:

Y_{m1} = Población deseada porcensal.

Y_2 = Población censo posterior.

t_m = Fecha a la cual se desea hacer la proyección.

t_2 = Fecha del censo posterior.

K = Pendiente de la recta.

Tabla 14. Población de la E. N. E. P. Aragón

ALUMNOS ⁽¹⁶⁾

CARRERA	AÑOS																
	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
Arquitectura	1004	946	779	750	671	648	648	649	706	727	763	727	721	727	659	689	690
Comunicación y Periodismo	4515	4101	3992	3844	1277	1340	1391	1392	1459	1620	1566	1535	1610	1543	1105	1527	1499
Derecho	208	332	230	237	3923	4020	4078	4167	4343	4595	4545	4406	4574	4571	4665	4769	4790
Diseño Industrial	759	585	529	451	226	223	214	226	241	285	169	248	255	223	170	190	195
Economía	831	774	743	684	537	305	204	203	191	261	390	470	573	638	610	631	655
Ingeniería Civil	806	1002	1116	1189	623	641	643	677	712	738	768	733	743	638	616	545	534
Ingeniería en Computación	1581	1611	1758	1866	1188	1239	1260	1391	1431	1479	1481	1390	1378	1316	1117	1197	1217
Ingeniería Mecánica Eléctrica	1079	1047	1039	1038	1910	1989	2002	2136	2196	2374	2330	2290	2239	1980	1681	1729	1646
Pedagogía	976	1102	1222	1152	1004	1004	983	933	864	831	860	881	991	989	1022	1071	1125
Planificación para el Desarrollo Agropecuario	370	357	363	334	249	263	171	205	208	258	273	265	288	204	131	137	132
Relaciones Internacionales	714	759	837	649	839	794	794	798	803	881	955	1346	878	861	796	826	863
Sociología	459	370	325	224	210	176	133	134	124	139	192	218	277	243	237	266	283
Total	13302	12986	12933	12418	12657	12642	12521	12911	13278	14188	14292	14509	14527	13933	12809	13577	13629

Tabla 14. Población de la E. N. E. P. Aragón (Cont.)

ALUMNOS DE POSGRADO ⁽¹⁶⁾

CARRERA	AÑOS																
	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
Maestría en Derecho Penal	11	15	55	67	79	84	170	77	99	111	136	79	37	36	0	2	
Maestría en Economía Fianciera	27	30	35	18	4	0	33	23	26	29	39	42	34	46	9	1	
Maestría en Enseñanza Superior Especialización en C. Penales	36	32	28	20	23	57	113	97	53	110	128	95	61	34	0	0	
Especialización en Puentes	25	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Maestría en Derecho	0	0	0	15	14	12	13	16	11	18	14	15	17	30	20	27	
Maestría en Pedagogía	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	53	82	177	
Doctorado en Derecho	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22	40	71	
Doctorado en Pedagogía	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	9	21	
Total	99	103	118	120	120	153	329	213	189	268	317	231	149	236	170	336	0

ESTA TESIS NO
DE LA BIBLIOTECA

Tabla 14. Población de la E. N. E. P. Aragón (Cont.)

CARRERA	AÑOS	
	2001	2001
Arquitectura	155	
Comunicación y Periodismo	129	
Derecho	338	
Diseño Industrial	54	
Economía	136	
Ingeniería Civil	128	
Ingeniería en Computación	148	
Ingeniería Mecánica Eléctrica	212	
Pedagogía	171	
Planificación para el Desarrollo Agropecuario	70	
Relaciones Internacionales	82	
Sociología	71	
SutTotal	1694	
Centro de Lenguas Extranjeras	88	
Centro de Educación Continua	5	
Extensión Universitaria	29	
Postgrado	105	
Centro de Cómputo	7	
Departamento de Difusión	4	
Departamento republicaciones	3	
Secretaría Académica	3	
Asuntos Estudiantiles	5	
Unidad de Planeación	5	
Centro Tecnológico	12	
Unidad de Apoyo Pedagógico	7	
SutTotal	273	
Total	1967	

ADMINISTRATIVOS Y TRABAJADORES EN GENERAL ⁽¹⁷⁾

TOTAL	AÑOS	
	2001	195

Cálculo de K.

$$K = \frac{13577 - 12809}{2001 - 2000} = 768$$

$$Y_{2023} = 13\ 577 + 768 (2023-2001) = 30\ 473$$

Población actual = 30 473 alumnos.

Método Geométrico.

$$\ln P = \ln P_2 + K (T - t_2)$$

$$K = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_1 - t_2}$$

Donde:

P2 = Fecha más próxima anterior al censo al que se desea calcular la población.

T = Tiempo al que se desea determinar la población.

T2 = Último censo antes de la fecha que se desee determinar la población.

Cálculo de K.

$$K = \frac{\ln 13577 - \ln 12809}{2001 - 2000} = 0.058$$

$$\ln P_{2023} = \ln 13\ 577 + (0.058)(2023-2001) = 10.792$$

$$e^{10.792} = \mathbf{48\ 637\ alumnos.}$$

Método del interés compuesto

$$P = P_0 (1 + i)^t$$

$$i = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{1/t} - 1$$

Donde:

P = Población de proyecto

P₀ = Población del último censo.

t = Número de años de la proyección.

i = Tasa de crecimiento

Cálculo de i.

$$i_{2000-2001} = \left(\frac{13577}{12809} \right)^{1/1} - 1 = 0.0599 \text{ es decir el } 5.99\%$$

$$P_{2002} = 13577 (1 + 0.0599)^{22} = 48824 \text{ alumnos}$$

Tabla 15. Promedios

Promedio de los tres métodos	
Método	Población
Aritmético	30 473
Geométrico.	48 637
Interés compuesto.	48 824
PROMEDIO	48 730

Como se observó, la población futura estimada por los medios de cálculo anteriores sobrepasa la capacidad de diseño de la población de la E. N. E. P. Aragón, por lo tanto la población que se utilizará para efectos de cálculo será la capacidad máxima que posee la escuela, equivalente a 20,000 personas incluyendo estudiantes, personal académico y trabajadores en general.

5.2.2. INFRAESTRUCTURA

La E. N. E. P. Aragón cuenta para dar servicio a todos sus habitantes con doce edificios identificados con la siguiente nomenclatura: A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7, A-8, A-9, A-10, A-11, A-12, todos de 3 niveles (planta baja, primer y segundo nivel), con acabados aparentes, colores grises y textura rugosa. Un edificio de Adquisiciones, un Centro de Cómputo, un Edificio de Mantenimiento, la Biblioteca "Jesús Reyes Heróles", un Centro de Extensión Universitaria, un Centro de Lenguas Extranjeras, una Clínica Odontológica (Iztacala), un estacionamiento techado, un gimnasio de Parquet, los Laboratorios L1, L2, L3 y L4, un Salón de Usos Múltiples, Servicios Médicos, vestidores, el Centro Tecnológico Aragón y un edificio de Gobierno. Además de dos canchas de fútbol rápido, una de fútbol americano, un campo de béisbol y 6 canchas de básquetbol distribuidas en los 350,800 m² de superficie.

5.2.2.1. Abastecimiento de Agua Potable.

El Municipio de Nezahualcóyotl tiene como fuentes de abastecimiento de agua potable 15 pozos profundos y 6 fuentes más que pueden ser de derivación o deshielo, el volumen promedio diario de extracción en miles de m³/día es de 77.41 y 111.32 respectivamente para cada fuente.

La red de distribución de agua potable de la E. N. E. P. Aragón de 6" de diámetro de polietileno de alta densidad es alimentada por una tubería de fierro fundido fo.fo. de 8" de diámetro proporcionando un gasto de 100 m³/día. Cabe señalar, el agua que ingresa al Campus es almacenada en 6 cisternas ⁽¹⁷⁾:

Tabla 16. Cisternas

CISTERNAS M ³	UBICACIÓN
350	Mantenimiento
450	Vestidores
150	Vestidores
150	Centro Tecnológico Aragón
100	Centro de Extensión Universitaria
Desconocida	Clínica Odontológica Iztacala

Aunado a lo anterior existen 4 puestos de bombeo, una en Mantenimiento para distribuir el agua al Campus, otro en la parte posterior de los Vestidores como almacenamiento y para abastecer a los vestidores, uno en el Centro de Extensión Universitaria y uno más en el centro Tecnológico Aragón.

5.2.2.2. Red de Alcantarillado.

La red de alcantarillado es del tipo combinado pues recolecta tanto aguas residuales como pluviales, se presentan los siguientes diámetros: 0.20 m, 0.30 m, 0.38 m, 0.45 m, 0.60 m, 0.91 y 1.07 m descargando en el subcolector de ϕ 1.22 m localizado en el acceso de Bosques de África, que a su vez lo lleva al colector de la Av. Central para posteriormente llegar al Río de los Remedios y al Gran Canal.

5.2.2.3. Instalaciones eléctricas.

La E. N. E. P. cuenta con servicio de electricidad proveniente de la red general, llega al transformador ubicado en el edificio de Mantenimiento para después de haberse regulado el voltaje se distribuya en toda la institución. También se tienen 3 plantas generadoras de luz de emergencia, una en el Módulo de Extensión Universitaria, otra en el Edificio de Mantenimiento y una más en el Centro Tecnológico.

El alumbrado exterior está constituido por una serie de lámparas elevadas color ámbar distribuidos a lo largo de los estacionamientos, explanadas y áreas verdes. Mientras que los diversos edificios cuentan con lámparas fluorescentes.⁽¹⁷⁾

5.2.2.4. Sistemas de Comunicación.

Los sistemas de comunicación son los siguientes: teléfono, el cual se encuentra en todos los inmuebles a excepción de las aulas, gimnasio de Parquet, salón de Usos Múltiples y estacionamiento techado. Internet en los edificios A-4 y A-5, Centro de Cómputo, Gobierno y Centro Tecnológico. Sistema de radio de frecuencia corta que coordina la comunicación con el personal de vigilancia.⁽¹⁷⁾

5.2.2.5. Servicios Médicos.

Se tiene una Unidad de Servicios Médicos para atender emergencias.

5.2.2.6. Vías de Comunicación.

Las vías principales de acceso a la E. N. E. P. Aragón son la Av. Carlos Hank González mejor conocida como Av. Central y la Av. Rancho Seco, así como el Boulevard. Bosques de África. No obstante las rutas del transporte público que llegan a la E. N. E. P. se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 17. Rutas de Transporte Público para llegar a la E.N.E.P. Aragón. ⁽¹⁸⁾

TRANSPORTE	RUTA		
Microbuses	Ruta 3	Aragón	Metro Oceanía
	Ruta 12	E. N. E. P. Aragón	Clínica 25
	Ruta 22	Impulsora	Metro Basílica
	Ruta 23	Impulsora	Metro Aeropuerto
	Ruta 26	Aragón	Metro Moctezuma
	Ruta 32	Aragón	Metro Basílica
	Ruta 34	Bosques	Metro Potrero
	Ruta 35	Ecatepec	Metro Oceanía
	Ruta 36	Nezahualcóyotl	Ecatepec
	Ruta 37	Nezahualcóyotl	Metro Pantitlán
Autobuses		Pradera	El Rosario
STCM	Línea B	Ciudad Azteca	Buenavista

5.2.2.7. Nivel Socioeconómico de la Comunidad de la E. N. E. P. Aragón.

La comunidad estudiantil y trabajadora en su mayoría posee un nivel socioeconómico bajo, bajo – medio y medio – medio, es decir, no tiene grandes recursos económicos, además, de que la gran mayoría proviene de zonas lejanas por lo que recorren grandes trayectos para asistir al Campus.

El personal académico se encuentra con un nivel medio – medio y medio – alto.

5.3. Medio Socio – Cultural.

El medio socio – cultural dentro de la E. N. E. P. Aragón envuelve distintas actividades; el edificio que alberga varias de ellas es el módulo de Extensión Universitaria, donde se imparten los talleres de Teatro, Pintura, Danza Regional, Poesía, Oratoria, Guitarra, Hawaiano, la tuna Universitaria, etc. Aunado a lo anterior, el Auditorio “José Vasconcelos” es escenario de varios eventos como la Muestra Internacional de Cine celebrada anualmente, conciertos ofrecidos por distintas filarmónicas como la OFUNAM, representaciones teatrales de distintas compañías, recitales y eventos de organización conjunta con la Escuela Nacional de Música (ENM) entre otros.

La Biblioteca "Jesús Reyes Heróles" tiene dentro de su acervo, títulos de libros de apoyo para las distintas carreras, maestrías, doctorados y especialidades que se imparten en la institución, obras literarias y una sala de Tesis, Videoteca y Mapoteca. La consulta de los ejemplares puede ser interna o bien préstamo a domicilio.

Dentro del Centro de Lenguas Extranjeras (CELE), puede adquirirse el conocimiento de los siguientes idiomas: inglés, japonés, alemán, portugués, italiano, ruso y francés en la modalidad de comprensión de lectura y posesión.

El tipo de formación religiosa es católica en un 72.6 %, escéptica en un 8.4 % y 20% otras.

CAPÍTULO 6.

PROPUESTA DE SANEAMIENTO

En la actualidad, la E.N.E.P. Aragón descarga sus aguas residuales en el alcantarillado municipal sin darle tratamiento alguno, y por lo tanto, evitando cualquier aprovechamiento de las mismas que pudiese significar, por ejemplo, ahorros considerables en el consumo de agua potable por riego o bien, una fuente de abastecimiento para sistemas contra incendio, limpieza, etc.

Esta propuesta consiste fundamentalmente en el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales, la cual funcionará con base en la tecnología de humedales artificiales, misma que permita sanear las aguas residuales para su uso en el riego de áreas verdes.

La experiencia de sistemas de la misma naturaleza que operan en México, muestra una eficiencia superior al 95% de remoción de contaminantes durante un período de operación de 4 años. Como ejemplo, se presentan los resultados obtenidos durante 1999 en las plantas de tratamiento mediante humedales artificiales de El Carmen Tequexquitla y Quilehtla, Tlaxcala. (Tabla 18 y 19).

Asimismo, se muestra la eficiencia de los sistemas de tratamiento de aguas residuales mexicanos, europeos y norteamericanos que emplean esta ecotecnología. (Tabla 20).

6.1. IDENTIFICACIÓN DE LAS FUENTES DE CONTAMINACIÓN.

La principal fuente de contaminación en la E.N.E.P. Aragón es la materia orgánica generada por las descargas de aguas residuales provenientes de los sanitarios de todos los edificios, así como de los residuos de comida de la Cafetería y el Comedor.

Los laboratorios L- 1, L -2 y L-4 de Ingeniería Mecánica e Ingeniería Civil aportan sustancias como sulfato de sodio, azufre, arena, cemento, tierra, grasas y aceites, etc.

El gimnasio y las actividades de limpieza general proporcionan jabones y detergentes.

Tabla 18) Resultados comparativos de laboratorio de la planta de humedales artificiales de El Carmen Tequexquitla, Tlaxcala, 1999. ⁽²¹⁾

Fecha	Temperatura (°C)		pH		SST(mg/L)		DBO(mg/L)		Coliformes Totales (NMP/100 mL)	
	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	Salida
06/01/99	18.7	18.4	7.60	7.20	270	6	700.0	1.5	13 800 000	600
09/03/99	19.5	25.8	7.70	7.09	332	4	570.0	27.3		
09/03/99	21.0	21.0	8.00	7.00			761.1	25.1		
16/03/99	20.0	20.0	8.00	7.00			720.2	22.2		
24/03/99	20.0	20.0	8.00	7.00			1161.1	12.1		
02/04/99	18.0	18.0	8.00	7.00			920.5	2.5		
19/04/99	16.0	16.0	8.00	7.00			600.6	34.6		
19/04/99	19.9	19.7	7.60	7.14	112	2	352.0	3.0	5 950 000	6 000
03/05/99	18.0	18.0	7.50	7.00			760.2	8.2		
04/06/99	18.0	18.0	8.00	7.00			680.4	11.4		
22/06/99	21.0	20.0	8.00	7.00			1160.3	14.3		
29/07/99	20.0	20.0	8.00	7.00			780.4	10.4		
15/08/99	18.0	18.0	8.00	7.00			520.1	10.1		
08/09/99	19.0	19.0	8.00	7.00			440.4	11.4		
30/09/99	19.0	19.0	8.00	7.00			560.5	8.5		
17/11/99	16.0	16.0	8.00	7.00			400.4	8.4		

Promedio	18.88	19.18	7.90	7.03	238.00	4.00	672.51	13.19	9 875 000	3 300
DesvStd	1.46	2.19	0.18	0.06	92.62	1.63	263.23	9.12	3 925 000	2 700
Máximo	21.00	25.80	8.00	7.20	332.00	6.00	1160.3	34.60	13 800 000	6 000
Mínimo	16.00	16.00	7.50	7.00	112.0	2.00	325.00	1.50	5 950 000	600

EFICIENCIAS	
SST	98.32%
DBO	98.04%
Coli. Totales	99.97%

Tabla 19) Resultados comparativos de laboratorio de la planta de humedales artificiales de Quilehltla, Tlaxcala, 1999. ⁽²¹⁾

Fecha	Temperatura (°C)		pH		SST(mg/L)		DBO(mg/L)		Coliformes Totales (NMP/100 mL)	
	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	Salida
06/01/99	18.7	18.8	7.10	6.40	310.0	6.0	427.9	51.8	4.10 E+04	8.00 E+03
09/03/99	19.6	19.4	7.33	7.70	352.0	6.0	175.0	7.0	3.76 E+07	3.20 E+03
01/04/99	20.0	20.0	8.00	7.00			116.7	2.0		
19/04/99	17.0	16.0	8.00	7.00			640.5	10.5		
19/04/99	20.1	19.3	7.50	7.13	400.0	2.0	690.0	32.0	4.7 E+06	9.10 E+03
04/06/99	20.0	20.0	8.00	8.00			600.3	12.3		
26/06/99	21.0	21.0	8.00	8.00			850.3	15.3		
29/07/99	19.0	19.0	8.00	7.00			1100.3	45.3		
14/08/99	21.0	21.0	8.00	7.00			400.1	22.1		

Promedio	19.60	19.39	7.77	7.25	354.00	4.67	671.68	22.03	1.41 E+07	6.77 E+03
DesvStd	1.17	1.41	0.34	0.51	36.77	1.89	305.69	16.42	1.6 E+07	2.56 E+03
Máximo	21.00	21.00	8.00	8.00	400.00	6.00	1160.70	51.80	3.76 E+07	9.10 E+03
Mínimo	17.00	16.00	7.10	6.40	310.00	2.00	175.00	2.00	4.10 E+04	3.20 E+03

EFICIENCIAS	
SST	98.68%
DBO	96.72%
Coli. Totales	99.95%

Tabla 20) Eficiencias de Sistemas de Tratamiento de Aguas que emplean Humedales Artificiales. ⁽²¹⁾

Sistemas Mexicanos	Tipo	Entrada DBO (mg/L)	Salida DBO (mg/L)	Eficiencia %	Entrada SST (mg/L)	Salida SST (mg/L)	Eficiencia %
Quilehtla, Tlaxcala	Flujo subterráneo	671.68	22.03	97.0	354.00	4.67	99.0
El Carmen Tequexquitla, Tlaxcala	Flujo subterráneo	672.51	13.19	98.0	238.00	4.00	98.0
SISTEMAS NORTEAMERICANOS							
Listowel, Ontario	Flujo superficial	56.30	9.60	83.0	111.1	8.00	93.0
Arcata, California	Flujo superficial						
	Celda 1-4	26.00	12.80	51.0	37.00	5.40	85.0
	Celda 5-8	26.00	13.30	49.0	37.00	5.70	85.0
	Celda 9-12	26.00	10.70	59.0	37.00	6.10	84.0
Brookhaven NL, New York	Flujo superficial	170.00	19.00	89.0	353.00	43.00	88.0
Santee, California	Flujo subterráneo						
	Cáñamo	118.3	22.30	81.0	58.10	7.90	86.0
	Tule	118.3	30.40	74.0	58.10	5.50	91.0
	Junco	118.3	36.40	69.0	58.10	5.60	90.0
Benton, Kenttucky	Flujo superficial y subterráneo						
	Flujo superficial	23.0	10.00	57.0	60.00	15.00	75.0
	Flujo subterráneo	23.0	8.00	65.0	60.00	7.00	88.0

Sistemas Europeos	Tipo	Entrada DBO (mg/L)	Salida DBO (mg/L)	Eficiencia %	Entrada SST (mg/L)	Salida SST (mg/L)	Eficiencia %
Gravesend, Inglaterra	Flujo subsuperficial						
	Lecho 1	237	84	65	131	64	51
	Lecho 2	237	90	62	131	58	56
	Lecho 3	237	63	73	131	38	71
Marnhull, Inglaterra	Flujo subsuperficial						
	Lecho 1	87	13	85	74	23	69
	Lecho 2	87	17	80	74	20	73
Holtby, Inglaterra	Flujo subsuperficia I	223	49	78	163	24	85
Castleroe, Inglaterra.	Flujo subsuperficial con grava						
	Lecho 1	157	53	66	73	30	59
	Lecho 2	157	70	55	73	29	60
	Flujo subsuperficial con tierra						
	Lecho 1	157	37	76	73	33	55
	Lecho 2	157	60	62	73	37	49
Middleton, Inglaterra	Flujo subsuperficia I con grava	11	3	73	30	8	73

Debido a que la Clínica Odontológica tiene una descarga independiente a la del resto de la E. N. E. P., y de encontrarse en cantidades mínimas, las sustancias como yeso, ligadura de plata, cementos dentales, sangre, ácido fosfórico, entre otras, quedan descartadas, así como también las aguas residuales del Centro Tecnológico.

Pueden considerarse también infiltraciones a la red de alcantarillado, debido a que ésta se encuentra en malas condiciones, y existen posibles fracturas en algunos de sus tramos.

6.2. CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Dependiendo del uso que se le quiera dar al agua tratada y del grado de contaminación que tenga antes de dicho tratamiento, es como se elige un método o sistema de tratamiento, por ello, es necesario efectuar una caracterización.

Para caracterizar estos residuos, se utiliza una serie de parámetros analíticos que determinan su calidad física, química y biológica. Estos parámetros son la turbidez, los sólidos suspendidos, el total de sólidos disueltos, la acidez y el oxígeno disuelto. La demanda bioquímica de oxígeno que requieren los microorganismos para vivir, junto con la presencia de materia orgánica que les sirve de nutrientes, se emplea como medida de la cantidad de residuos que existen en el agua con carácter de nutrientes.

El proceso usual del tratamiento de aguas residuales domésticas puede dividirse en tres etapas: 1ª, tratamiento primario o físico; 2ª, tratamiento secundario o biológico y 3ª, tratamiento terciario que normalmente implica una cloración.

Después de este análisis, se hace una comparación con los límites máximos permisibles que establezca la legislación existente contra los resultados obtenidos.

Para este proyecto, el agua residual será destinada al riego de las áreas verdes de la institución, por lo que la norma correspondiente es la Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997 que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público. Dicha norma indica que el llenado de lagos y canales artificiales recreativos con paseos en lancha, remo, canotaje y esquí; fuentes de ornato, lavado de vehículos, *riego de parques y jardines* es considerado como reuso en servicios al público con contacto directo, es decir, donde el público usuario esté expuesto directamente o en contacto físico.

La tabla 21 muestra los límites antes mencionados según el tipo de contacto al que este expuesto el usuario.

La materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006. Además, no deberá tener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos permisibles establecidos en la columna que corresponde a embalses naturales y artificiales con uso en riego agrícola de la Tabla 3 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996. ⁽¹⁹⁾ de la cual se indica el fragmento correspondiente en la tabla 22 de este trabajo

Tabla 21) LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES ⁽¹⁹⁾

PROMEDIO MENSUAL					
TIPO DE REUSO	Coliformes Fecales NMP/100 mL	Huevos de Helminto (h/L)	Grasas y Aceites (mg/L)	DBO₅ (mg/L)	SST (mg/L)
SERVICIOS AL PÚBLICO CON CONTACTO DIRECTO	240	≤ 1	15	20	20
SERVICIOS AL PÚBLICO CON CONTACTO INDIRECTO U OCASIONAL	1,000	≤ 5	15	30	30

Tabla 22) Límites Máximos Permisibles para Metales Pesados y Cianuros ⁽²⁰⁾

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS				
PARÁMETROS (*) (miligramos por litro)	EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES			
	Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)	
	P.D	P.M	P.D	P.M
Arsénico	0.2	0.2	0.4	0.1
Cadmio	0.2	0.2	0.4	0.1
Cianuros	2.0	2.0	3.0	1.0
Cobre	6.0	4.0	6.0	4

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS (Continuación)				
PARÁMETROS (*)	EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES			
	Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)	
(miligramos por litro)	P.D	P.M	P.D	P.M
Cromo	1.0	1	1.5	0.5
Mercurio	0.01	0.01	0.02	0.005
Níquel	4	2	4	2
Plomo	0.4	0.5	1	0.2
Zinc	20	10	20	10

(*) Medidos de manera total.

P.D. = Promedio Diario P.M. = Promedio Mensual N.A. = No es aplicable

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

Los resultados de la caracterización del agua residual de la E. N. E. P. efectuada en el laboratorio de Estudios Ambientales del Centro Tecnológico Aragón se presentan en el siguiente formato. Las muestras fueron tomadas del pozo 01 por encontrarse ahí la zona de descarga de la red de alcantarillado del plantel.

Considerando que si:

$\frac{DBO_5}{DQO} > 0.3$ El agua puede ser tratada por un proceso biológico. Los resultados

obtenidos indican que:

$\frac{DBO_5}{DQO} = \frac{145}{280} = 0.52 > 0.3$ Entonces, el tratamiento por humedales artificiales si

puede ser llevado a cabo.

6.3. SISTEMA DE TRATAMIENTO.

El agua será conducida a través de un emisor que descargará en un pequeño canal, donde se efectuará un tratamiento preliminar para retirar la materia de gran tamaño, botellas y basura en general, por medio de rejillas. Las partículas de menor tamaño serán retenidas en un desarenador; no será necesario utilizar una estructura de sedimentación especializada (sedimentador), pues la caracterización del agua muestra una cantidad pequeña de sólidos sedimentables. El flujo continuará su camino a través de un canal parshall que servirá para monitorear el gasto del influente que llegue al cárcamo de bombeo.

El cárcamo, proporcionará un gasto constante de 10 L/s que abastecerá a los humedales artificiales de flujo subsuperficial en donde se realizará el tratamiento biológico, el efluente entonces, será almacenado en una cisterna de agua tratada para ser aprovechada en las zonas de riego.

Se hace hincapié en que este diseño será adecuado, siempre y cuando se presenten los gastos propuestos, los cuales se cree serán obtenidos cuando las condiciones de la red de alcantarillado de la ENEP cambien, es decir, esté en condiciones óptimas, o que al menos se resuelvan los problemas de contrapendientes que el colector principal posee.

El diagrama de flujo del sistema de tratamiento es el siguiente:

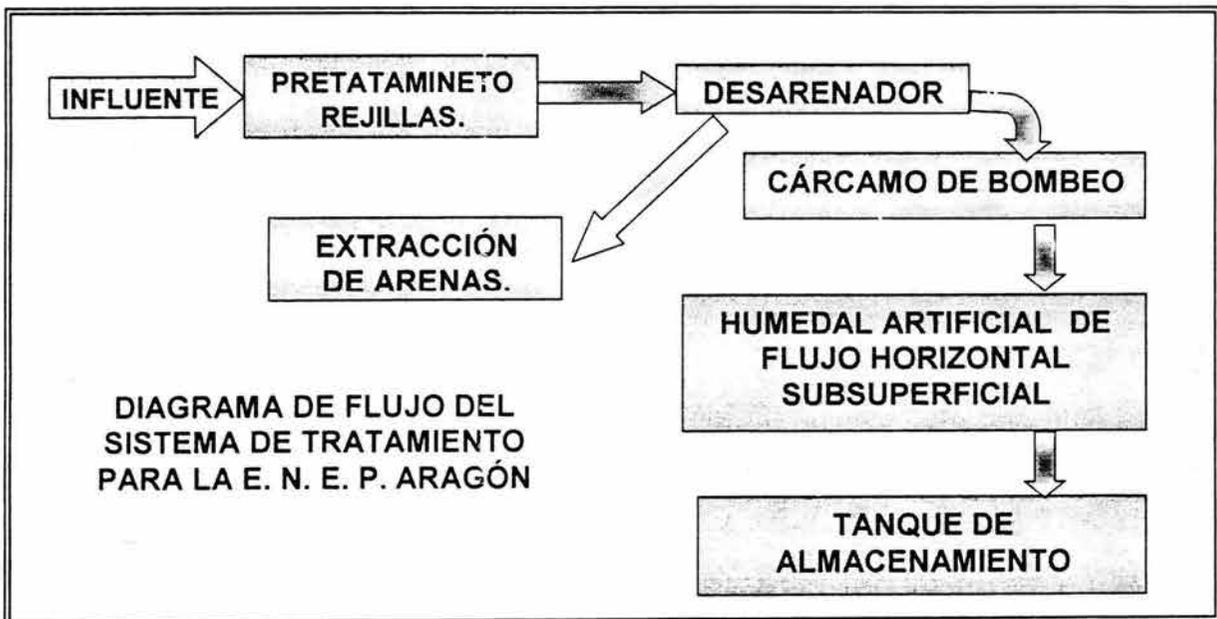


Figura 31)

Diseño de un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales para la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón Empleando Eco Tecnologías (Humedales Artificiales)

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO Centro Tecnológico Aragón Laboratorio de Estudios Ambientales ANÁLISIS FÍSICO – QUÍMICO DE AGUAS	
---	---	---

Hoja 1 de 2

Solicitud No. 1:	Fecha:	Muestreo periódico – serie n°
Solicitado por: Marjorie Marquez Vázquez.		
Fecha de Muestreo: 21/05/2003	Recepción: 21/05/2003	
Procedencia: Descarga de la ENEP Aragón		

Muestra n°		1					
pH		9					
C. E. Micromhos/cm 25°		5937					
Turbiedad (UTN)							
Color (Pt – Co)							
Olor							
Materia Flotante		ausente					
Miligramos por litro	OD						
	DBO ₅ Total *	28					
	DBO Soluble.						
	DQO	272					
	SÓLIDOS	Totales	1863				
		Totales fijos	1657				
		Totales volátiles	206				
		Susp. Totales	39.5				
		Susp. Fijos	13.0				
		Susp. volátiles	26.5				
		Disueltos totales	1823.5				
		Disueltos fijos	1644				
	Disueltos volátiles	179.5					
ml /L	Sedimentables	4.3					
Miligramos por litros	Acidez CaCO ₃	Anaranjado de metilo					
		TOTAL					
	Alcalinidad CaCO ₃	Fenolftaleína	64.63				
		Carbonatos	129.26				
		TOTAL	1325.03				
		Bicarbonatos	1195.77				
		Hidróxidos					
	TOTAL	314.2					
	Dureza CaCO ₃	Calcio	177.1				
		Magnesio	137.1				

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO Centro Tecnológico Aragón Laboratorio de Estudios Ambientales ANÁLISIS FÍSICO – QUÍMICO DE AGUAS	
---	---	---

Hoja 2 de 2

Muestra n°		1					
Miligramos por litro	Cloruros	1036.7					
	Sulfatos	190.9					
	Sodio	981.3					
	Potasio	144.0					
	Nitrogeno	Amoniacal	99.2				
		Orgánico					
		TOTAL					
		Nitritos					
		Nitratos					
	Fosfatos	Solubles					
		Orto	22.5				
		Totales					
	Grasas y Aceites	379					
	Fenoles						
	SAAM Detergentes	2.5					
	Arsénico						
	Boro						
	Cadmio						
	Cianuros						
	Cobre	<0.002					
Cromo	<0.003						
Fierro	0.17						
Magnesio							
Manganeso	0.09						
Mercurio							
Niquel	<0.16						
Plomo	< 0.0018						
Zinc	0.073						

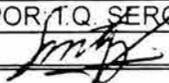
OBSERVACIONES

* La DBO₅ fue obtenida en el laboratorio perteneciente a la empresa Tecnologia Ambiental Integral S.A. de C. V

ANALIZADO POR: I.Q. SERGIO MARTÍNEZ

REVISADO POR: I.Q. SERGIO MARTÍNEZ

Vo. Bo.



FECHA DE REPORTE: 27 de Junio de 2003

Diseño de un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales para la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón Empleando Eco Tecnologías (Humedales Artificiales)

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO Centro Tecnológico Aragón Laboratorio de Estudios Ambientales	
	ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO DE AGUAS	

Hoja 1 de 1

solicitud n°:	Fecha:	Muestreo periódico – serie n°
Solicitado por: Marjorie Márquez Vázquez.		
Fecha de Muestreo: 19/09/2003	Recepción:	
Procedencia: Descarga de la ENEP Aragón		

MUESTRA N°.		1						
NMP/100 mL	COLIFORMES	TOTALES*	2 400					
		FECALES*	2 100					
		HUEVOS DE HELMINTO*	0					

OBSERVACIONES	
* Estos parámetros fueron obtenidos del análisis de una muestra de agua residual de la ENEP Aragón hecho por la empresa Tecnología Ambiental Integral, S.A. de C. V.	
ANALIZADO POR: TAI	REVISADO POR: I.Q. SERGIO MARTÍNEZ
Vo. Bo. I.Q. Antonio Sánchez Torres	FECHA DE REPORTE: 13 de Octubre de 2003

Debido a que la capacidad de la E. N. E. P. para el número de estudiantes y trabajadores aún no es alcanzada, este proyecto se diseñará en dos etapas, la primera para las condiciones actuales de población y la segunda para cuando se alcance la capacidad máxima.

6. 3. 1. BALANCE DE MATERIA

Con el objeto de conocer la calidad de agua en cada uno de los procesos de tratamiento, se realizó el siguiente balance de materia, se hace la aclaración, de que el valor tomado de la DBO_5 no es el presentado en el reporte de los análisis, ya que éste es muy bajo y denota que el proceso de purificación ya ha iniciado en su recorrido por la red de alcantarillado, este fenómeno es debido a las contrapendientes que existen a lo largo del colector y que almacenan agua durante un período de tiempo desconocido. Sin embargo, es posible conocer de forma teórica la DBO_5 mediante una relación con la DQO que se explicará con detalle en el capítulo 7 subcapítulo 7.6 correspondiente a la memoria de cálculo del humedal artificial.

El flujo de diseño a partir del cárcamo de bombeo es de 10 L/s para condiciones normales y de 30 L/s en casos extraordinarios.

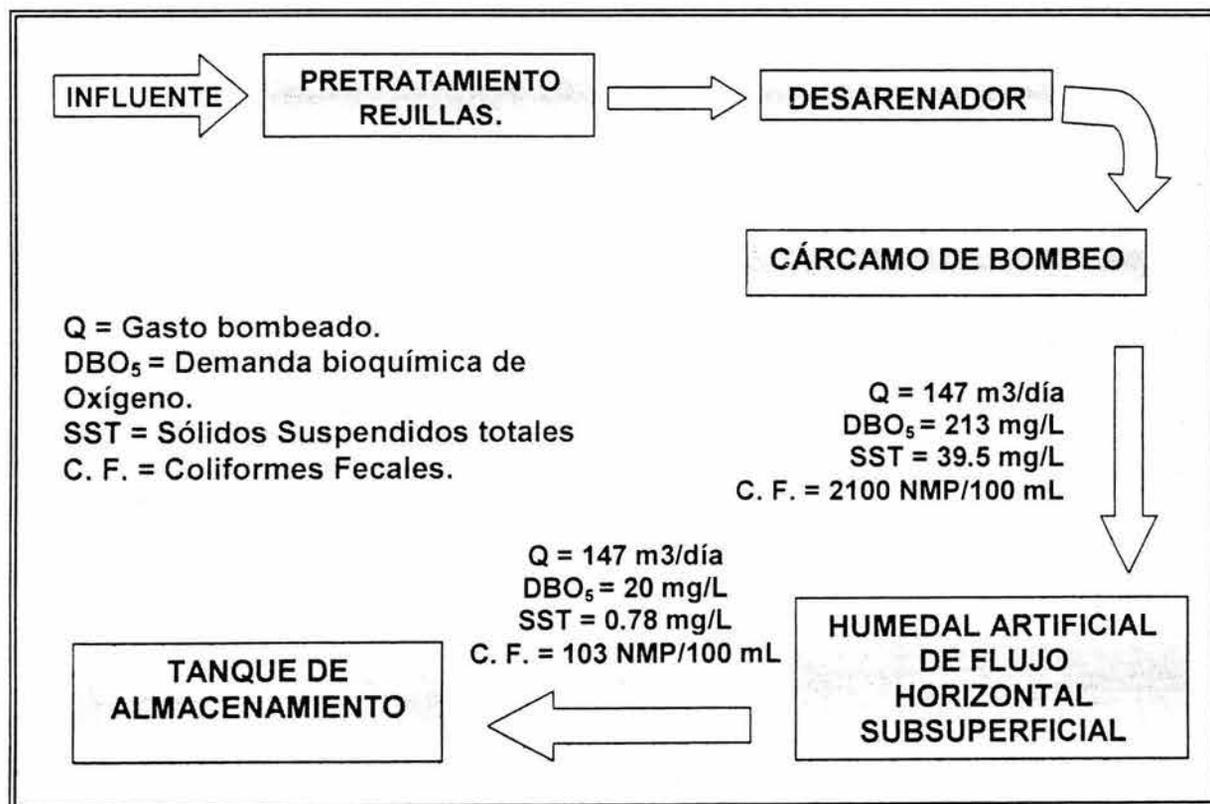


Figura 32) Diagrama del Balance de Materia

El área de pretratamiento recibe el caudal crudo con la siguiente composición: 213 mg/L de DBO, 39.5 mg/L de SST y 2 100 NMP/100mL de coliformes fecales. Llega al cárcamo y es bombeado a razón de 10 L/s hacia las cuatro celdas que conforman el área total del humedal artificial donde el agua, recibe el tratamiento biológico correspondiente, saliendo con las siguientes concentraciones:

Demanda bioquímica de Oxígeno (DBO₅)

La determinación del área de un humedal, como se verá más adelante, está en función de la calidad de agua a obtener, por lo tanto, al salir de éste, el agua residual tendrá una concentración de 20 mg/L de DBO₅.

Sólidos Suspendedos Totales. SST:

En el capítulo 7, subcapítulo 7.6.1.2., se muestra cómo es obtenido el porcentaje de remoción de este parámetro. En resumen, el efluente tendrá una concentración 0.78 mg/L, es decir, el 98% de remoción de SST.

Coliformes Fecales. (C. F.)

A partir del área determinada para el humedal artificial, y utilizando la ecuación de Kadlec:

$$C_e = C^* + (C_o - C^*) e^{-\frac{k \cdot \theta}{0.0365 Q}}$$

Donde:

C_e = Concentración del contaminante en el efluente.

C_o = Concentración del contaminante en el influente

C* = Concentración el fondo del humedal.

Q = Gasto, en m³/día.

Los valores de k y C* se pueden tomar de la tabla 23.

Tabla 23) Variables preliminares por parámetro para Utilizar el modelo propuesto por Kadlec. ⁽¹¹⁾

	DBO	SST	NT	PO₄T	CF
K₂₀ m/año	180	1000	27	12	95
θ_{k20}	1.0	1.0	1.05		1.0
C* mg/L	3.5 + 0.053Ci	7.8 + 0.063Ci	1.50	0.02	10
θ_{C*}	1.0	1.065	-----	-----	-----

Entonces:

$$C_e = 10 + (2100 - 10)e^{\left(-\frac{95(0.044)}{0.0365(36.75)}\right)} = 102.64 \text{ NMP/100 mL .}$$

El efluente tendrá una concentración de coliformes fecales de: **103 NMP/100 mL**.

6.4. DREN EMISOR A LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR).

6.4.1. CONSIDERACIONES.

El diámetro del colector con el que se diseñó la red fue de 107 cm construida con concreto reforzado. El emisor se diseñará para que conduzca las aguas residuales de la E. N. E. P. Aragón hacia la PTAR, haciendo la conexión desde el pozo 01 existente, conduciendo el caudal por el perímetro poniente de la escuela hasta llegar al pozo 39, donde se continuará hacia el oriente hasta el límite del predio de la PTAR. Se escogió dicho trazo, dado que ofrece menos cruces con la red de agua potable y alcantarillado presentes, además de no tenerse que realizar excesivos trabajos de preparación del sitio. (Ver plano en el anexo 1).

Aunque la conexión del emisor será en el pozo 01, es necesario rehabilitar el tramo que va del pozo 01 al 00, pues éste posee una contrapendiente de 56 cm que provoca la acumulación del agua en éste último. El tramo será requerido para mantener una conexión con el drenaje municipal, el cual será empleado de aliviadero cuando haya precipitaciones pluviales que saturen la capacidad del cárcamo que proveerá a la planta de tratamiento. El diseño del emisor se hizo considerando los siguientes aspectos.

Aportación de aguas negras

Es el volumen de agua residual entregado a la red de alcantarillado, la aportación es un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen de líquido que no llega a la red de alcantarillado, el cual es utilizado para el consumo humano, riego y limpieza.

Considerando lo anterior, se adopta como aportación de aguas negras el 75 % de la dotación de agua potable, considerando que el 25 % restante se consume antes de llegar a la red de atarjeas.

Gastos de diseño

Los gastos considerados para el proyecto de alcantarillado sanitario para la E.N.E.P. son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario, de los cuales los tres últimos se calculan a partir del gasto medio.

Gasto medio

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

El gasto medio diario (Q_{med}) se calcula en base a la aportación y a la población del proyecto, la expresión para calcularlo es la siguiente:

$$Q_{med} = \frac{(poblacion\ de\ proyecto)(dotacion)(0.75)}{segundos\ de\ un\ dia}$$

Gasto mínimo

El gasto mínimo, (Q_{min}) es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto, para lo cual se adopta el criterio de tomar el valor del gasto mínimo en un flujo variable de aguas residuales como la mitad del gasto medio.

$$Q_{min} = 0.5 (Q_{med})$$

De acuerdo a las recomendaciones de la ex Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), el gasto mínimo que se daría en un albañal es aquel producido por una descarga de un excusado de tanque de 16 litros, es decir, 1.5 L/s. Para tuberías de mayor diámetro, se consideran de forma simultánea un número determinado de descargas, siendo este el gasto mínimo según el diámetro. (Ver tabla 24)

Gasto máximo instantáneo

El gasto máximo instantáneo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. La evaluación de este gasto considera criterios ajenos a las condiciones particulares de cada una de las zonas de proyecto.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir del coeficiente de Harmon (M):

$$M = 1 + \frac{14}{4 + P}$$

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

- ❖ En tramos con una población acumulada menor a los 1000 habitantes, el coeficiente de Harmon "M" es constante, igual a 3.8.
- ❖ Para una población mayor que 63,454 habitantes, el coeficiente "M" se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de ese número de habitantes, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

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

$$Q_{\max \text{ inst}} = Q_{\text{med}} (M)$$

Tabla 24) Gastos mínimos para distintos diámetros y número de descargas. ⁽²²⁾

Diámetro (CM)	NO. DE DESCARGAS SIMULTÁNEAS	APORTACIÓN POR DESCARGA (L / s)	GASTO MÍNIMO DE AGUAS NEGRAS (L / s)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

Gasto máximo extraordinario

Este gasto considera las aguas residuales generadas por la población y servicios, además considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, dentro de las que se pueden mencionar las bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado dentro del cálculo de la población de proyecto.

En función a este gasto se calcula el diámetro de los conductos, ya que brinda un margen de seguridad para prever los excesos en las aportaciones que pueda recibir la red bajo estas circunstancias.

El factor de seguridad a utilizar en el presente estudio es de 1.5, por lo que la expresión para calcular el gasto máximo extraordinario es:

$$Q_{\max \text{ ext}} = 1.5 (Q_{\max \text{ int}})$$

6.4.2. CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño se apoyaron en los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario, de la Comisión Nacional del Agua. ⁽²⁴⁾

Velocidades

La velocidad mínima es aquella con la cual no se presentan depósitos de sólidos suspendidos.

Adicionalmente se deberá asegurar que el tirante en el conducto tenga un valor mínimo de 1.0 cm en los casos en los que la pendiente sea excesiva y de 1.5 en casos normales.

Velocidad máxima es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de los conductos y estructuras. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario.

Pendientes

El objeto de limitar los valores de pendientes es el evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la construcción de estructuras de caída libre, que además de encarecer notablemente la obra, provocan la producción de sulfuro de hidrógeno, gas de alta toxicidad, que destruye el concreto de los conductos, además de incrementar los malos olores de las aguas negras propiciando la contaminación ambiental.

Las pendientes de las tuberías, deberán seguir hasta donde sea posible el perfil del terreno natural, con el propósito de tener excavaciones mínimas, sin dejar de considerar las velocidades mínimas y máximas permisibles.

En este proyecto, se utilizará tubería de concreto reforzado, por lo que las pendientes que generan las velocidades máximas y mínimas a tubo lleno para distintos diámetros se muestran en la tabla 25).

Diámetros

Diámetro mínimo: La experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, ha demostrado que para evitar obstrucciones, el diámetro mínimo en las tuberías debe ser de 30 cm.

Diámetro máximo: Este está en función de varios factores, entre los que destacan: el gasto máximo extraordinario de diseño, las características topográficas y de mecánica de suelos de cada zona en particular, el tipo de material de la tubería y los diámetros comerciales disponibles en el mercado.

En ambos casos, la selección del diámetro depende de las velocidades permisibles, aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre.

Tabla 25) Pendientes Máximas y Mínimas para tuberías de una red de alcantarillado en casos normales. ⁽²²⁾

Diámetro nominal en cm.	CALCULADAS				Pendiente recomendable para proyectos en milésimas	
	Máxima V= 3.00 m/s a tubo lleno		Mínima V= 0.60 m/s a tubo lleno		Máxima	Mínima
	Pendiente milésimos	Gasto L/s	Pendiente milésimos	Gasto L/s		
20	82.57	94.24	3.30	18.85	83	4.0 ₂
25	61.32	147.26	2.45	29.45	61	2.5
30	48.09	212.06	1.92	42.41	48	2.0
38	35.09	340.23	1.40	68.05	35	1.5
45	28.01	477.13	1.12	95.43	28	1.2
61	18.67	876.74	0.75	175.35	19	0.8
76	13.92	1360.93	0.56	272.19	14	0.6
91	10.95	1951.16	0.44	390.23	11	0.5
107	8.82	2697.61	0.35	539.52	9	0.4
122	7.41	3506.96	0.30	701.39	7.5	0.3
152	5.53	5443.75	0.22	1088.75	5.5	0.3
183	4.31	7890.66	0.17	1578.13	4.5	0.2
213	3.52	10689.82	0.14	2137.96	3.5	0.2
244	2.94	14027.84	0.12	2805.57	3.0	0.2

Notas.

- 1.- Fórmula empleada: Manning ($n = 0.013$)
- 2.- Para lograr un mejor funcionamiento hidráulico se proyectarán las atarjeas de 20 cm de diámetro con una pendiente mínima de 4 milésimos.

Pérdidas de carga por fricción

En alcantarillado se presenta generalmente la condición de flujo a superficie libre, para simplificar el diseño de sistemas de alcantarillado, se consideran condiciones de flujo establecido.

Para el cálculo hidráulico se emplea la fórmula de Manning, ya que ésta es la que mejor simula el comportamiento de flujo a superficie libre, la expresión algebraica de la fórmula es:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

- V = Velocidad, en m/s
- Rh = Radio hidráulico, en m
- S = Pendiente hidráulica, adimensional
- n = Coeficiente de fricción, adimensional

El radio hidráulico se calcula a partir de la expresión:

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

Donde:

- A = Área transversal de flujo, en m²
- Pm = Perímetro mojado, en m.

Coeficiente de rugosidad

El coeficiente "n" representa las características internas de la superficie de la tubería, su valor depende del tipo de material, calidad de acabado y el estado de la tubería. El valor de "n" para el tipo de tubería a emplear en este estudio es de 0.013, el cual corresponde a tubería de concreto reforzado.

Tipo y Clase de tubería

Para redes de atarjeas se empleará tubería de concreto reforzado con junta hermética.

Zanjas para instalación de tuberías

Ancho de zanjas: Todas las tuberías se instalarán en “condiciones de zanja” de pared vertical. Para determinar el ancho de la zanja para alojar tuberías se partirá de la siguiente consideración:

- ❖ Para tuberías con diámetro exterior menor a 50 cm, el ancho de la zanja será el diámetro exterior más 50 cm.

En la tabla siguiente se presentan los anchos de zanja que cumplen con los criterios señalados anteriormente:

Tabla 26) Anchos de Zanjas según el diámetro de la tubería.⁽²²⁾

DIÁMETRO NOMINAL		ANCHO B (cm)
CM	PULGADAS	
20	8	65
25	10	70
30	12	80
38	15	90
45	18	100
61	24	120
76	30	140
91	36	175
107	42	195
122	48	215
152	60	250
183	72	285
213	84	320
244	96	355

Es necesario que a la altura del tomo de tubo, la zanja tenga realmente el ancho que se indica en la tabla anterior.

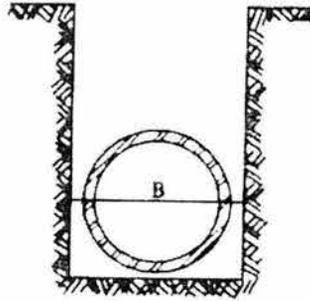


Figura 33) Ancho de zanja.

Profundidad de zanjas

La profundidad de instalación de los conductos queda definida por:

- ❖ La topografía de la zona.
- ❖ El trazo de las tuberías.
- ❖ Los colchones mínimos.
- ❖ Las velocidades máxima y mínima.
- ❖ Las pendientes de proyecto.
- ❖ La existencia de conductos de otros servicios.
- ❖ Las descargas de los edificios.
- ❖ La economía de las excavaciones.
- ❖ La resistencia de las tuberías a cargas exteriores.

Las profundidades a las cuales se instalen las tuberías deben estar comprendidas dentro del ámbito de la mínima y máxima.

La profundidad mínima se rige por dos factores:

- ❖ Evitar rupturas del conducto ocasionada por cargas vivas, mediante un colchón mínimo que es función del diámetro del tubo, de acuerdo a los valores que se muestran en la tabla 27. Los colchones mínimos que se indican podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación en cada caso.
- ❖ Permitir la correcta conexión de las descargas de los edificios al alcantarillado de la E. N. E. P, con la observación de que el albañal exterior, tendrá como mínimo una pendiente geométrica del 1% y que el registro más próximo al paramento del predio, tenga una profundidad mínima de 60 cm.

Tabla 27) Colchones Mínimos

DIÁMETRO NOMINAL DEL TUBO (cm)	COLCHÓN MÍNIMO (m)
Hasta 45 cm	0.90 m
Mayores de 45 y hasta 122 cm	1.00 m

La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas durante la excavación, de acuerdo con la estabilidad del terreno en que quedará alojado el conducto y variará en función de las características particulares de la resistencia a la compresión o rigidez de las tuberías.

Plantillas o camas

Los espesores de las plantillas de acuerdo a los diámetros de las tuberías por emplear se muestran a continuación:

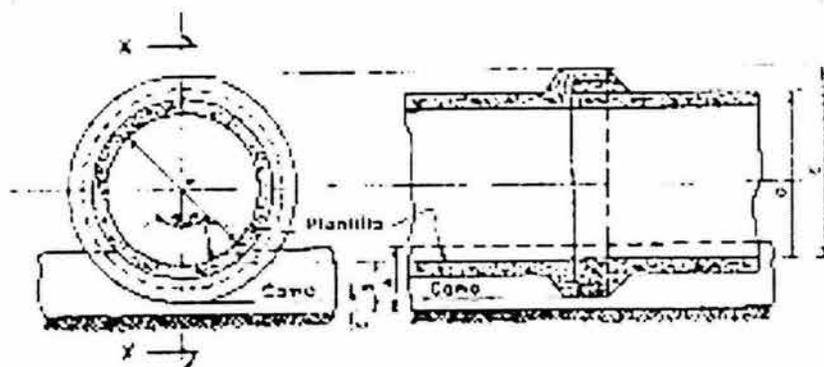


Figura 34) Espesores de plantilla

Tabla 27) Espesores de Plantillas para distintos diámetros de tubería colocada en tierra o tepetate ⁽²⁷⁾

d	A	B	C	D	E
0.15	0.08	0.065	0.02	0.166	0.195
0.20	0.10	0.086	0.03	0.219	0.256
0.25	0.11	0.093	0.03	0.272	0.312
0.30	0.12	0.089	0.03	0.325	0.369
0.38	0.14	0.110	0.03	0.412	0.460
0.45	0.16	0.120	0.03	0.488	0.546
0.60	0.21	0.158	0.03	0.654	0.728

ACOTACIONES EN METROS.

La cama deberá ser de un material que garantice dos condiciones:

- 1°. Facilidad en el acomodo de la tubería
- 2°. Para formar una superficie tal, que la carga del terreno sea uniforme.

La columna A es la que deberá tomarse para el presupuesto.

La columna E varía un poco según el tubo.

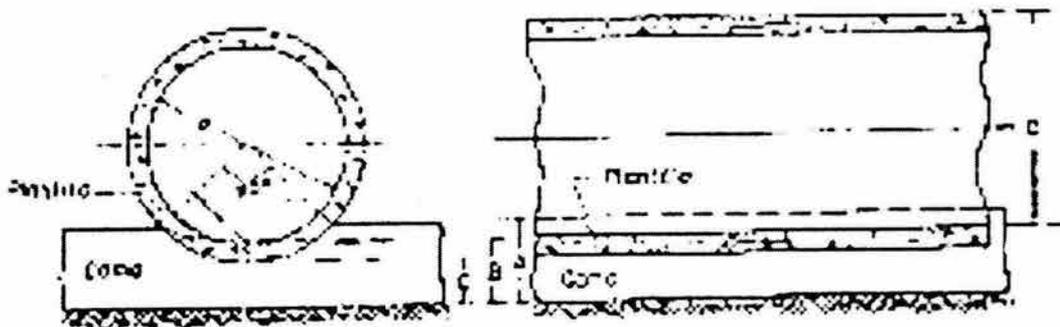


Figura 34a) Espesores de plantilla

Tabla 27a) Espesores de Plantillas para distintos diámetros de tubería colocada en tierra o tepetate- junta, caja y espiga-⁽²⁷⁾

d	A	B	C	D
0.61	0.14	0.106	0.03	0.686
0.76	0.17	0.119	0.03	0.849
0.91	0.20	0.132	0.03	1.012
1.07	0.22	0.144	0.03	1.184
1.22	0.25	0.157	0.03	1.347
1.52	0.30	0.182	0.03	1.672
1.83	0.35	0.208	0.03	2.008
2.13	0.40	0.233	0.03	2.333
2.44	0.45	0.246	0.03	2.656

ACOTACIONES EN METROS.

La cama deberá ser de un material que garantice dos condiciones:

- 1º. Facilidad en el acomodo de la tubería
 - 2º. Para formar una superficie tal, que la carga del terreno sea uniforme.
- La columna A es la que deberá tomarse para el presupuesto.

Relleno de zanjas

La tubería deberá ser cubierta hasta una altura de 30 cm arriba de su lomo, con material granular fino, de banco, el cual deberá colocarse a mano y compactado cuidadosamente con equipo o manualmente, y humedad óptima, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería (acostillado), este relleno se realizará en capas que no excedan de 20 cm. El resto de la zanja podrá ser llenada a volteo, o compactado según sea el caso. En este caso en particular, como las zanjas se encuentran ubicadas en zona de estacionamiento será compactado al 95% de la prueba proctor estándar.

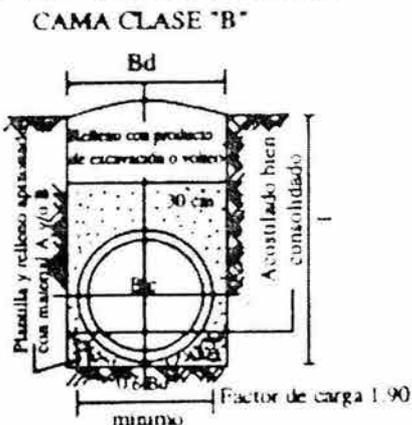


Figura 35) Relleno de zanja

Pozos de visita

La separación entre pozos de visita será de 100 m, no obstante que en los lineamientos se indique 125 m. La separación mínima entre pozos será de 3.0 m.

Se colocarán pozos de visita en los cambios de dirección horizontal y vertical.

Tipo Común: Para diámetro de tuberías de hasta 61 cm, el diámetro interior de la estructura será de 1.20 m

Pozo caja de unión para atarjeas de hasta 0.60 m de diámetro a tubos de 0.76 m a 1.04 m. (Ver plano 3, en el anexo I)

6.4.3. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE AGUAS NEGRAS.

6.4.3.1. MEDIANTE EL CONSUMO DE AGUA POTABLE

Con el fin de conocer las condiciones reales y actuales del suministro de agua potable que recibe la E. N .E .P. para determinar el gasto de aguas negras, se decidió tomar las lecturas del medidor que se encuentra en la entrada del estacionamiento de alumnos.

A finales del año 2000 y principios del 2001 se tomaron lecturas del medidor en dos periodos. Un tercer periodo fue efectuado del 18 de Junio al 18 de julio del 2003, obteniéndose los siguientes datos (ver tabla 34 del capítulo 7.1.1.1):

PERÍODO	VOLUMEN DIARIO m³/DÍA
Primer	144.75
Segundo	345.22
Tercer	91.2

Según la Superintendencia de Mantenimiento, el ingreso de agua potable oscila entre los 280 y 300 m³/día.

Sin embargo, estos datos sólo sirven para ver el comportamiento del consumo de agua potable en distintas épocas, pero no así para cuantificar el agua residual producida, ya que el agua que ingresa, se distribuye en las 6 cisternas con que cuenta la institución y cada una cumple una función distinta. Como ejemplo, la cisterna que abastece al Centro Tecnológico, tiene una capacidad de 100 m³, los cuales, por supuesto, no se consumen en un día y aunque así fuese, la descarga de agua residual del edificio es independiente de la red general de alcantarillado de la ENEP ARAGÓN. Por lo que del total de agua que ingresa no se puede considerar el 75% directamente como aportación de aguas negras.

6.4.3.2. MEDIANTE EL AFORO DE LA SALIDA DE AGUAS RESIDUALES.

Para conocer el comportamiento y la cantidad de agua residual que egresa, se tomaron lecturas del tirante de agua ⁽²⁵⁾ en el pozo 01 por ser éste la salida general de agua residual de la escuela, de las 8:30 a las 18:30 horas, además de lanzar un objeto flotante y tomar el tiempo que este tardaba en llegar al pozo 00 en una distancia de 6.40 m centro a centro.

Como observaciones, se tiene que al tratar de que el objeto flotante no viajara sobre la superficie del agua, sino que se sumergiese un poco para obtener un aproximado de la velocidad media, éste no llegaba al pozo de destino. Por lo que se decidió lanzarlo en la superficie. Los datos y cálculos del área y perímetro mojado se aprecian en la tabla 35 del capítulo 7.1.1.2.

Para el cálculo del área y del perímetro mojado se utilizaron las siguientes fórmulas:

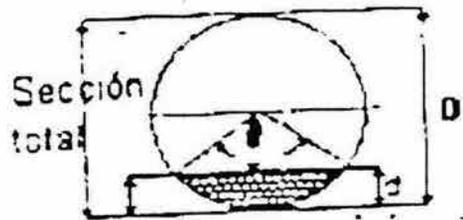


Figura 36) Tubo con flujo parcialmente lleno

Ángulo central:

$$\cos\left(\frac{1}{2}\theta\right) = \frac{(1-2d)}{D}$$

Área:

$$\text{Área} = \frac{D^2}{4} \left(\frac{\pi\theta}{360^\circ} - \frac{\text{sen}\theta}{2} \right)$$

Perímetro Mojado:

$$\text{Perímetro mojado} = \frac{\pi\theta D}{360^\circ}$$

Radio Hidráulico:

$$\text{Radio Hidráulico} = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360^\circ \text{sen}\theta}{2\pi\theta} \right)$$

Se efectuó una medición del azolve que en promedio es de 18 cm de tirante en el pozo 00.

También se midió el nivel de la clave del pozo 00 y pozo 01 y se encontró un desnivel de 56 cm que genera una contrapendiente del 3.75%, lo que explica la acumulación de agua en el pozo 00 y por ende un tirante mayor que el del pozo 01. Es posible que dentro de toda la red de alcantarillado, varios tramos que la conforman, se encuentren dentro de esta misma situación, razón por la cual, los datos obtenidos no pueden ser utilizados para el diseño, ya que toda el agua generada, puede encontrarse detenida en alguna parte de la red.

Aunado a lo anterior, el sistema de alcantarillado de la ENEP ARAGÓN es del tipo combinado, es decir, transporta tanto aguas negras como agua pluvial. Para estimar la aportación al drenaje de ésta última, se hizo un cálculo a grosso modo, de cuánta agua pluvial capta el sistema, suponiendo que éste se encuentra en buenas condiciones.

Utilizando la fórmula del método racional:

$$Q = CAi$$

Donde:

Q = Gasto de agua pluvial, L/s.

C = Coeficiente de escurrimiento.

i = Intensidad de lluvia (mm/hr)

A = Área drenada (ha)

El gasto queda expresado en mm/ha/hr: Para tenerlo en litros por segundo, el factor de conversión es 2.778, es decir:

$$Q = 2.778 CAi$$

Debido a que el coeficiente de escurrimiento depende de las características de la superficie drenada; y a que en la E. N. E. P. hay diversos tipos superficie, se sacó un coeficiente "C" promedio (Ver tabla 36, Capítulo 7.1.1.2):

$$C = \frac{A_1C_1 + A_2C_2 + \dots + A_nC_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$C = 0.43.$$

Para la Cd. De México, se puede considerar una intensidad constante de 40 mm/hr⁽²⁶⁾

Por lo tanto, el gasto pluvial es de:

$$Q = 2.778 (0.43)(30.718)(40)$$

$$Q \text{ pluvial} = 1474.626 \text{ L/s.}$$

Como se ve, el gasto de agua de lluvia es considerable, y de pretender tratarse ésta también junto con el agua residual, las dimensiones de las estructuras que conformen el sistema de tratamiento se elevarían en gran medida, aumentando con ello los costos. Por lo cual, el emisor que lleve el agua residual hacia la planta de tratamiento, tendrá un diámetro tal, que solo acepte las aguas negras producidas y un porcentaje mínimo de agua pluvial.

6.4.3.3. MEDIANTE LA DOTACIÓN DETERMINADA POR EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL D.F. (RCDF)

Como ninguno de los dos criterios anteriores puede ser usado, entonces, se tomará para el cálculo lo establecido por los reglamentos existentes, con las respectivas consideraciones.

Cabe mencionar que el Estado de México no cuenta con un reglamento de construcción, por tal motivo y por su cercanía, se tomará como base lo dispuesto en el Reglamento de Construcción del D.F.

El reglamento señala como dotación de agua potable para edificios de educación y cultura, es decir, para aquellos destinados a la educación media y superior, 25 L / alumno / turno, considerándose las necesidades de riego por separado de 5 L / m² / día y las necesidades generadas por empleados o trabajadores a razón de 100 L / trabajador / día. Esto último, no se tomará en cuenta, pues prácticamente en la ENEP Aragón los horarios de trabajo de los profesores y administrativos coinciden con los del alumnado, por lo que se incluirán en la misma población, trabajadores, maestros, administrativos y alumnos.

6.4.3.3.1. DOTACIÓN ACTUAL DETERMINADA POR EL R. C. D. F. Y APORTACIÓN DE AGUAS NEGRAS.

Por lo tanto, siguiendo este criterio, la dotación que debe recibir la E. N. E. P. es la siguiente:

Población actual de Alumnos, Administrativos, Trabajadores en general y Personal Académico: 7 000 por turno de 7 horas.

Área de riego: 139, 500 m²

$Q_{\text{alumnos y personal}} = 7000 \text{ alumnos} (25 \text{ L/alumno/turno}) = 175\,000 \text{ L/turno}$

$$Q_{\text{alumnos y personal}} = 175\,000 \left(\frac{\text{L}}{\text{Turno}} \right) \left(\frac{1 \text{ turno}}{7 \text{ hrs}} \right) \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 6.94 \text{ L/s.}$$

$Q_{\text{riego}} = 139\,500 \text{ m}^2 (5 \text{ L/ m}^2/\text{ día}) = 697\,500 \text{ L/ día.}$

$$Q_{\text{riego}} = 697\,500 \left(\frac{\text{L}}{\text{día}} \right) \left(\frac{1 \text{ día}}{86400 \text{ s}} \right) = 8.07 \text{ L/s.}$$

$Q_{\text{total de agua potable}} = 6.94 + 8.07 = 15.01 \text{ L/s.}$

Como se puede observar, el 54% del agua potable se utiliza en riego, es decir, que ésta agua nunca va a llegar al sistema de alcantarillado pues será absorbida por las plantas, por lo que la aportación de aguas negras, será el 75% del agua utilizada para el consumo, equivalente al 46% restante.

Así que:

$Q_{\text{AN actual}} = 6.94 (0.75) = 5.02 \text{ L/s.}$

6.4.3.3.2. APORTACIÓN DE AGUAS NEGRAS FUTURA

Del mismo modo se obtiene el gasto de aguas negras para cuando se alcance la capacidad máxima de personas en la E.N.E.P. Aragón.

Población futura de Alumnos, Administrativos, Trabajadores en general y Personal Académico: 10 000 por turno de 7 horas.

Área de riego: 139, 500 m²

$Q_{\text{alumnos y personal}} = 10000 \text{ alumnos} (25 \text{ L/alumno/turno}) = 250\,000 \text{ L/turno}$

$$Q_{\text{alumnos y personal}} = 250\,000 \left(\frac{L}{\text{Turno}} \right) \left(\frac{1 \text{ turno}}{7 \text{ hrs}} \right) \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 9.92 \text{ L/s.}$$

El área de riego, probablemente aumentará junto con la construcción de edificios, pero, para facilitar el cálculo se tomará constante.

$Q_{\text{riego}} = 139\,500 \text{ m}^2 (5 \text{ L/m}^2/\text{día}) = 697\,500 \text{ L/día.}$

$$Q_{\text{riego}} = 697\,500 \left(\frac{L}{\text{día}} \right) \left(\frac{1 \text{ día}}{86400 \text{ s}} \right) = 8.07 \text{ L/s.}$$

$Q_{\text{total}} = 9.92 + 8.07 = 18 \text{ L/s.}$

Tomando únicamente el gasto utilizado para consumo humano:

$Q_{\text{AN FUTURO}} = 9.92 (0.75) = 7.44 \text{ L/s.}$

Se utilizará tubería de concreto reforzado con diámetro de 30 cm (12 in) que es capaz de llevar el gasto medio, así como el gasto máximo instantáneo y extraordinario de la condición futura. Se elige este material, debido a que la tubería se encontrará a gran profundidad, por lo que para prevenir la ruptura del sistema es necesario utilizar un material capaz de soportar las capas superiores de suelo y el material de relleno de banco.

Como resultado del proyecto del emisor, se dibujó un plano (Plano No. 02 del anexo I), donde se muestra el trazo en planta, indicando los datos de longitud, pendiente, diámetro de tubería, elevaciones de brocal, clave y plantilla de la tubería en cada pozo de visita. Se indican también, las cantidades de obra, producto de la elaboración del perfil, notas, simbología y croquis de localización.

Ver detalles en el capítulo 7, subcapítulo de memoria de cálculo del emisor.

En el plano No. 3 se muestra un ejemplo de cómo debe ser la caja unión en el pozo de visita 01 para conectar el emisor de ϕ 0.12 m al colector de ϕ 1.07 m.

El agua residual proveniente del emisor, seguirá su camino hacia la PTAR a través de un canal, posteriormente ingresa al cárcamo de bombeo.

Este canal tendrá una sección rectangular, con una base de 25 cm. El ancho propuesto, es debido al pequeño gasto que se tiene, sin embargo, el diámetro del colector es de 30 cm por lo que se diseñó una transición para el cambio de sección de 30 cm a 25 cm. El canal tendrá una pendiente de 0.002 y el gasto fluirá a una velocidad de 0.42 m/s.

6.5 PRETRATAMIENTO.

Con el fin de evitar la presencia de sólidos de gran tamaño en el cárcamo de bombeo, es necesario efectuar un pretratamiento de las aguas residuales a través de rejillas y un canal desarenador.

A pesar, de que en el muestreo no se observó la presencia de materia flotante de gran tamaño, no se descarta la posibilidad de que a la alcantarilla sean arrojados objetos como bolsas, botellas de plástico, entre otros que provoquen un daño a los equipos de bombeo, por lo cual se instalarán unas rejillas que retengan a los mismos.

6.5.1. REJILLAS.

6.5.1.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

Las rejillas consisten en barras metálicas, verticales o inclinadas, espaciadas de 16 a 76 mm (5/8 a 3 in). Sus sistemas de limpieza pueden ser manuales o automáticos. Las barras pueden ser rectangulares o cuadradas, con uno o ambos extremos redondeados. Las características más comunes de de las rejillas se indican en la tabla 28.

Tabla 28) Características más comunes de las Rejillas. ⁽²⁸⁾

CONCEPTO	TIPO DE REJILLA	
	Limpieza Manual	Limpieza Mecánica
Espesor de las barras (cm)	0.6 a 1.6	0.6 a 1.6
Espaciamiento entre barras (cm)	2.5 a 5.1	1.6 a 7.6
Pendiente con la horizontal (°)	30 a 60	0 a 30
Velocidad de llegada del agua (cm/seg)	30 a 60	60 a 90
Pérdida permisible de carga en las rejillas (cm)	15	15

En aguas residuales municipales, se recomienda una separación de 2.5 cm y un ancho de barras de 0.8 cm.

La pérdida de carga (en cm), en rejillas limpias, puede ser estimada con la siguiente ecuación:

$$h = \beta \left(\frac{w}{b} \right)^{4/3} * \frac{v^2 \operatorname{sen} u}{2g}$$

Siendo:

β = Factor de forma de las barras,
= 2.42 para barras rectangulares,
= 1.83 para barras circulares al frente y rectangulares atrás,
= 1.79 para barras circulares,
= 1.67 para barras rectangulares con frente u parte posterior circular,
= 0.76 para barras rectangulares con frente circular y combada en su parte posterior para terminar en forma de gota.

w = Ancho máximo de las barras. (cm)

b = Claro libre mínimo entre barras (cm)

v = Velocidad de llegada del agua (cm/seg)

u = Ángulo, respecto a la horizontal, de las barras.

g = Aceleración de la gravedad (cm/seg²)

Para calcular el número de barras se procede de la siguiente manera:

$$N = n - 1$$
$$N = (a - e) / (E + e)$$

Donde:

N = número de barras.

n = número de espacios entre barras.

a = ancho del canal.

E = espacio entre barras.

e = espesor de la barra.

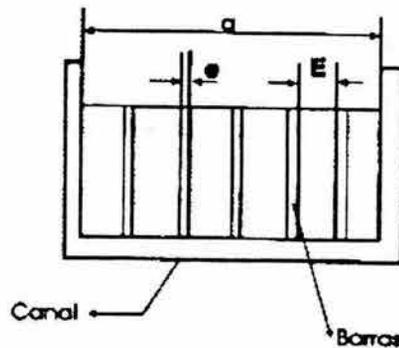


Figura 37) Rejillas

La longitud de las rejillas se obtiene con la siguiente expresión y se calculan para tener 25 cm arriba del nivel máximo del agua ⁽²⁹⁾:

$$L = \frac{d}{\text{sen } \theta}$$

Donde;

d = tirante.

θ = el ángulo de inclinación de la rejilla.

Siguiendo lo anterior, las rejillas tienen las siguientes características: se colocarán a 85 cm de la salida del emisor, constarán de 7 barras de 0.8 cm de espesor y 55 cm de longitud, con una separación de 2.5 cm, inclinadas a 45° con respecto a la horizontal. (Ver memoria de cálculo en el capítulo 7.2.3.)

6.5.2. CANAL DESARENADOR.

La desarenación es una operación unitaria que se emplea para remover gravillas, arenas, cenizas y otros materiales inorgánicos presentes que pueden causar abrasión o desgaste excesivo en los equipos mecánicos de una planta de tratamiento. Se ubica generalmente después del cribado.

Con esta operación se busca remover el 100% de las partículas inorgánicas (densidad = 2.65 g/cm³) de un tamaño igual o mayor a 0.21 mm (malla #65) y dejar en suspensión el material orgánico. Para lograr esta remoción es necesario conservar la velocidad del agua, entre 25 y 38 cm/s. ⁽²⁸⁾

6.5.2.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

Para los desarenadores de flujo horizontal el criterio básico de diseño es la velocidad de sedimentación de las partículas y sus requerimientos de área por unidad de gasto, por tal motivo, es necesario reducir la velocidad del flujo cambiando la pendiente del canal, tal que genere una velocidad de 30 cm/s.

ÁREA HIDRÁULICA.

El área hidráulica se obtiene despejándola de la fórmula de continuidad, utilizando el gasto máximo y la velocidad deseada:

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

ANCHO DE LA CÁMARA.

El valor mínimo recomendable del ancho de la cámara de desarenación es de 0.6 m, sin embargo, debido al reducido caudal, se respetará el valor de la plantilla que ya trae el canal.

TIRANTE HIDRÁULICO.

Se obtiene de la fórmula:

$$H = \left(\frac{Q}{V} \right) \left(\frac{1}{w} \right)$$

Donde:

H = tirante hidráulico

Q = gasto máximo.

V = Velocidad del canal.

w = ancho de la cámara

LONGITUD TEÓRICA DE LA CÁMARA.

Su cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$L_T = \left(\frac{H}{u} \right) V$$

Donde:

L_T = gasto máximo

H = tirante hidráulico

u = Velocidad de sedimentación de a cuerdo con el ϕ de la partícula

V = Velocidad del canal.

En la siguiente tabla se muestra la velocidad de sedimentación para partículas de densidad de 2.65 g/cm^3 .

Tabla 29) Velocidades de sedimentación. ⁽²⁸⁾

TAMAÑO DE PARTÍCULA		VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN	
No. De Malla	Tamaño (mm)	cm/seg.	$\frac{l/\text{seg}}{m^2}$
18	0.833	7.47	74.7
20	0.595	5.34	53.4
35	0.417	3.76	37.6
48	0.295	2.64	26.4
65	0.208	1.88	18.8
100	0.147	1.32	13.2
150	0.105	0.92	9.20

LONGITUD DE DISEÑO DE LA CÁMARA.

Se debe utilizar una longitud adicional máxima del 50% de la longitud teórica para evitar turbulencias.

ACUMULACIÓN DE ARENAS

Para estimar la acumulación de arenas dentro del desarenador, es necesario conocer el volumen de ésta por m^3 que hay en el agua, este dato, varía de 0.01 a $0.06 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de agua residual ⁽²⁹⁾, para el diseño del desarenador, se tomó un valor de $0.015 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ ya que el número de sólidos no es considerable.

Con lo anterior y con el gasto máximo, es posible determinar la capacidad de acumulación del material.

Acumulación de arenas = contenido de arenas (Q máx.)

Con base en los criterios mencionados, se obtuvo un canal con la siguientes dimensiones: ancho de 25 cm, longitud de diseño de 6.54 m, pendiente del 0.04% y una capacidad de acumulación de arenas de 0.028 m³/día. (Capítulo 7.2.4.)

6.5.3 .CONTROL DE LA VELOCIDAD.

En los desarenadores de flujo horizontal, es necesario conservar una velocidad constante. Para conservar esta velocidad con gastos variables, se recomienda el uso de vertedores proporcionales en la descarga o bien canales Parshall. El vertedor proporcional favorece el control de la velocidad que se dispone de carga hidráulica suficiente. El canal Parshall no necesita mucha carga, pero se requiere mayor espacio.

6.5.3.1. VERTEDOR PROPORCIONAL.

La cresta del vertedor deberá estar de 10 a 30 cm por encima del fondo del canal para evitar el arrastre de sólidos.

La geometría, dimensiones y características de los vertedores proporcionales se indican a continuación:

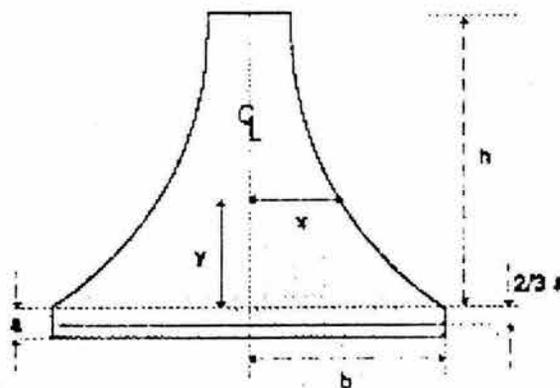


Figura 38) Vertedor Proporcional. ⁽²⁸⁾

Ecuaciones:

$$x = b (1 - 2(\arctang (y/a)^{0.5})/\pi)$$
$$Q = b (2ag)^{0.5}(h + 2a/3)$$

Tabla 30) Características geométricas y gasto a través de un vertedor proporcional. ⁽²⁸⁾

a (cm) = 3		3		3		3		3	
b (cm) = 3		20		40		60		80	
y (cm)	x (cm)	y (cm)	x (cm)	y (cm)	x (cm)	y (cm)	x (cm)	y (cm)	x (cm)
1	8.0	1	15.9	1	31.8	1	47.7	2	50.1
2	6.3	2	12.5	2	25.0	2	37.5	4	32.8
4	4.1	4	8.2	4	16.4	4	24.6	8	18.3
6	3.0	6	5.9	6	11.8	8	13.7	15	10.1
8	2.3	8	4.6	8	9.1	10	11.1	20	7.6
10	1.9	10	3.7	10	7.4	20	5.7	40	3.8
12	1.6	15	2.5	20	3.8	40	2.9	60	2.5
14	1.3	20	1.9	30	2.5	60	1.9	80	1.9
16	1.2	25	1.5	40	1.9	80	1.4	100	1.5
18	1.1	30	1.3	60	1.3	100	1.1	120	1.3
20	0.9	40	1.0	80	1.0	120	1.0	160	1.0

h(cm)	Q (L/s)								
1	2	1	5	1	9	1	14	2	25
2	3	2	6	2	12	2	18	4	37
4	5	4	9	4	18	4	28	8	61
6	6	6	12	6	25	8	46	15	104
8	8	8	15	8	31	10	55	20	135
10	9	10	18	10	37	20	101	40	258
12	11	15	26	20	68	40	193	60	381
14	12	20	34	30	98	60	285	80	503
16	14	25	41	40	129	80	377	100	626
18	15	30	49	60	190	100	470	120	749
20	17	40	64	80	252	120	562	160	994

6.5.3.2. MEDIDOR PARSHALL.

Es un medidor que se incluye dentro de los de régimen crítico, consiste en una sección convergente, una sección de paredes verticales paralelas llamada garganta y una sección divergente, dispuestas en planta, como se muestra en la figura 39).

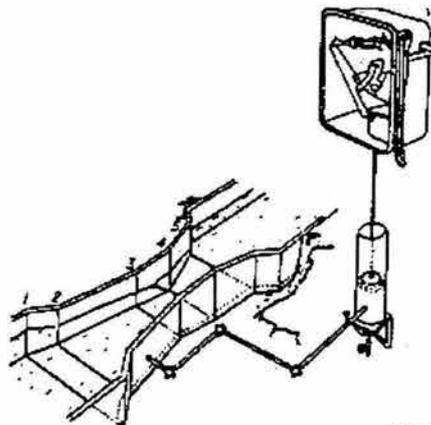


Figura 39) Medidor Parshall. ⁽³²⁾

Los medidores Parshall son indicados nominalmente por el ancho de garganta (w); así, un Parshall de 9" mide 0.23 m en la menor sección transversal.

El fondo al nivel de la primera sección, es inclinado en la garganta con un declive de 9 vertical: 24 horizontal, cualquiera que sea su tamaño.

En la sección divergente, el fondo es ascendente a razón de 1 vertical : 6 horizontal, en el caso de los medidores de 1 a 8 pies. Para esos medidores la diferencia entre aguas arriba y el extremo aguas abajo es de 3" (7.6 cm).

La tabla 31 incluye las dimensiones de los medidores hasta 10 pies. Ver también plano No. 5, del anexo I.

El flujo a través del medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a 2 regímenes distintos:

- a) flujo a descarga libre
- b) ahogamiento o sumersión.

En el primer caso la descarga se hace libremente como en los vertederos en que la vena vertiente es independiente de las condiciones de aguas abajo.

El segundo caso ocurre cuando el desnivel de aguas abajo es suficientemente elevado para influir o retardar el flujo a través del medidor: es el régimen comúnmente llamado de descarga sumergida.

En el caso del flujo libre es suficiente medir la carga H para determinar el caudal. Si el medidor es ahogado, será necesario medir también una segunda carga H_2 , en un punto próximo a la sección final de la garganta. (Figura 40)

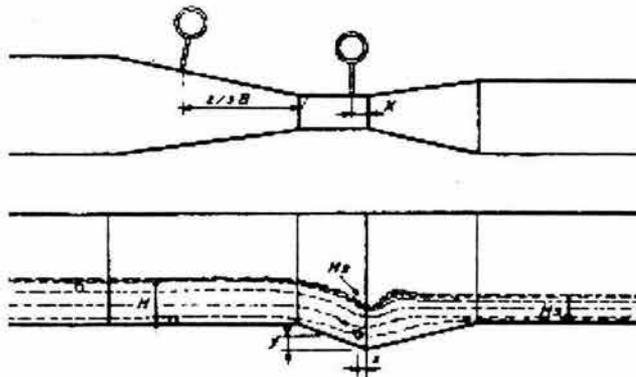


Figura 40) Puntos de medición.

La relación H_2/H constituye la razón de sumersión o la sumergencia. Si el valor de H_2/H es igual o inferior a 0.60 (60%) para los Parshal de 3", 6" ó 9", o entonces igual a 0.70 (70%) para los medidores de 1 ft a 8 ft, la descarga será libre. Si estos límites se exceden, será necesario realizar las dos mediciones ya mencionadas.

Cuando el Parshall es seguido de un canal o de una unidad de tratamiento, en que se conoce el nivel del agua, la verificación del régimen del flujo en el medidor es inmediata, bastando calcular la sumergencia.

Tabla 31) Dimensiones típicas de los medidores Parshall (cm).

w		A	B	C	D	E	F	G	K	N
pulgadas	cm									
1	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	30.9	15.2	30.5	2.5	5.7
6	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
pies	cm									
1	30.5	137.2	131.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4	122.0	183.0	179.5	155.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

La selección del tamaño más conveniente del medidor envuelve consideraciones como las siguientes: ancho del canal existente, tirante del agua en ese canal, pérdida de carga admisible, posibilidad de caudales futuros diferentes, etc.

La tabla 32 muestra los límites de aplicación para los medidores considerando el funcionamiento a régimen de descarga libre.

Tabla 32) Limites de aplicación de medidores Parshall con descarga libre

w		Capacidad (L/s)	
pulgadas	cm	Mínima	Máxima
3	7.6	0.85	53.8
6	15.2	1.52	110.4
9	22.9	2.55	251.9
pies	cm	Mínima	Máxima
1	30.5	3.11	455.6
1 1/2	45.7	4.25	696.2
2	61.0	11.89	936.7
3	91.5	17.26	1 426.3
4	122.0	36.79	1 921.5
5	152.5	62.80	2 422
6	183.0	74.40	2 929
7	213.5	115.40	3 440
8	244.0	130.70	3 950
10	305.0	200.00	5 660

El punto de medición H en los medidores que funcionan como descarga libre es en la sección convergente, en un punto localizado a 2/3 de la dimensión B (o a 2/3 de A).

En esta posición, se puede medir el tirante del agua con una regla, o se instala junto a la pared, una escala para las lecturas. Se puede también asentar un tubo de 1" a 2", comunicando el nivel del agua a un pozo lateral de medición que, generalmente son de sección circular con un diámetro igual a $w + 0.15$ m.

Para el caso de los caudales que se presentan en la E. N. E. P. Aragón, se eligió un canal Parshall de 3" (Ver características geométricas y caudales según H en el plano No. 6 del anexo I).⁽³²⁾

6.6. CÁRCAMO DE BOMBEO.

El cárcamo de bombeo actuará como tanque de almacenamiento de las aguas residuales, y como regulador del gasto del equipo de bombeo.

6.6.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

Las recomendaciones más conocidas para el diseño de cárcamos de bombeo, son las emitidas por el Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos y las que dan la Asociación Británica de Investigaciones Hidromecánicas.

En virtud de que un cárcamo tiene partes auxiliares, es necesario indicar los lineamientos generales de estas obras.

Velocidad de llegada.

La Asociación Británica de Investigaciones Hidromecánicas recomienda que la velocidad del canal o tubo de llegada sea como máximo 1.2 m/s. Esta velocidad es la de entrada del cárcamo, NO a la llegada de la campana de succión, la cual debe ser como máximo de 0.3 m/s.

Transición.

En el caso de que la llegada sea con un tubo de diámetro menor (que produzca una velocidad mayor a 1.2 m/s), debe hacerse una transición para reducir la velocidad. La transición no debe tener ángulos mayores de 20°.

Volumen mínimo.

En el caso de las aguas negras, la retención de éstas en un cárcamo por un tiempo mayor de cierto límite, generalmente produce condiciones sépticas que ocasionan olores desagradables. Se recomienda, que el agua residual almacenada no permanezca más de 2 horas, y en el caso de climas cálidos, el tiempo máximo de retención será de 30 min.

El ciclo de bombeo, es el tiempo de operación más el tiempo de descanso de la bomba.

La duración mínima de un ciclo de bombeo (T) se presenta cuando el caudal de entrada, es exactamente igual a la mitad de la capacidad de la bomba. Para bombas y motores grandes, T no debe ser menor a 20 minutos. Para bombas menores, T puede ser reducido hasta 10 minutos, aunque lo recomendable es 15 minutos.

El diseño de los cárcamos, está en función del equipo de bombeo que se utilizará y de la relación del gasto de llegada contra el tiempo.

La capacidad de las bombas, suponiendo que las habrá de 2 diferentes tamaños, puede obtenerse con las siguientes ecuaciones:

$$Q_{bch} = \frac{Qm(1-x)}{2}$$
$$Q_{bgr} = \frac{Qm(1+x)}{2}$$
$$Qm = Q_{bch} + Q_{bgr}$$

Donde:

Q_{bch} = caudal de las bombas chicas.

Q_{bgr} = caudal de las bombas grandes.

Qm = Caudal máximo a bombear.

X = número que permite asignar a las bombas el porcentaje correcto, tiene un valor desde 0 a 0.5

El tiempo de funcionamiento de una bomba se puede calcular por medio de:

$$tr = \frac{V_R}{Q_B - Q_{ENT}}$$

Donde:

tr = tiempo de funcionamiento.

V_R = Volumen de regulación.

Q_B = Gasto de la bomba.

Q_{ENT} = Gasto de entrada.

El volumen mínimo se calcula con.

$$V_{MIN} = \frac{tr Q_B}{4}$$

El tiempo de llenado con la bomba parada se obtiene con la siguiente expresión:

$$t_H = \frac{V_R}{Q_{ENT}}$$

La sumatoria del tiempo de llenado más el tiempo de funcionamiento da el valor total del ciclo de bombeo.

Se propone una sección en planta del cárcamo de bombeo y con ello, calcular el tirante para la bomba deseada.

Así, se tiene para el caudal de la E. N. E. P. Aragón, un cárcamo rectangular de 3 m x 2.5 m de superficie, que funcionará con dos bombas, una con capacidad de bombeo 10 L/s y otra con capacidad de 30 L/s, ésta última para satisfacer las condiciones extraordinarias que se presenten, ambas con un arreglo 1:1.

Para la condición actual, la bomba de 10 L (B_{10}), tendrá un volumen de regulación de 2.1 m³, un volumen mínimo de 0.75 m³ y ciclo de bombeo de 16.67 min, el tirante para obtener dicho volumen de regulación será de 28 cm. Por otro lado, la bomba de 30 L (B_{30}), tendrá un volumen de regulación de 4.143 m³ con un tirante de 27 cm a partir del tirante de la bomba chica, volumen mínimo de 2.25 m³, ciclo de bombeo de 7.10 min.

Cuando el cárcamo opere en la condición futura, el ciclo de bombeo de B_{10} será de 15 min. B_{30} , tendrá un volumen de regulación de 4.83 m³ con un tirante de 36 cm a partir del tirante de la bomba chica, un volumen mínimo de 4.5 m³ y ciclo de bombeo de 12.07 min. (Capítulo 7.4)

Potencia del equipo de bombeo.

Para la determinación de la potencia del equipo de bombeo, es necesario conocer el valor de las pérdidas totales H igual a la sumatoria de pérdidas por entrada, pérdidas en la columna de succión, pérdidas por piezas en el tren de descarga, pérdidas por fricción en la línea, pérdidas por salida y el desnivel topográfico.

Para este cálculo se empelarán las siguientes fórmulas:

Pérdidas por entrada.

$$hf = \phi + \frac{5.6Q}{\sqrt{2g\phi^{1.5}}} - hv$$

Donde:

hf = Pérdidas por entrada. En m.

ϕ = Diámetro. En m.

Q = Gasto. En m³/s.

hv = Carga de velocidad.

Pérdidas en la columna de succión.

$$hf = kLQ^2$$

Donde:

hf = Pérdidas en la columna de succión. En m.

k = Constante de pérdidas. Adimensional.

Q = Gasto. En m³/s.

L = Longitud del tramo en metros.

$$k = \frac{10.3n^2}{D^5}$$

Donde:

k = Constante de pérdidas. Adimensional

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

D = Diámetro. En m.

Pérdidas en por piezas especiales en el tren de descarga y pérdidas por fricción en la línea.

Se emplea la misma fórmula que para el cálculo anterior, solo que L será la longitud de las piezas especiales en metros de tubería rectilínea para el primer caso y la longitud total de la línea en el segundo caso.

Pérdida por piezas especiales en la línea.

Dependiendo de la longitud de la línea, se pueden considerar los siguientes porcentajes:

- ❖ Longitud de menos de 1000 m 5%.
- ❖ Longitud de más de 1000 m 10%.

Pérdidas por salida.

Es la carga de velocidad igual a:

$$hf = \frac{V^2}{2g}$$

Potencia de la bomba.

Una vez que se conoce el total de pérdidas se aplica la siguiente fórmula:

$$P = \frac{\gamma QH}{\eta 76}$$

Donde:

P = Potencia de la bomba. En HP

γ = Densidad del agua

H = Perdidas totales

η = eficiencia

Se tomará una eficiencia del 75% considerando que se bombea agua residual.

6.7. LÍNEA DE CONDUCCIÓN A PRESIÓN.

Como una forma de estimar el diámetro económico de la línea de conducción, se utilizará la fórmula de Dupuit, sin embargo, para realizar ya la ingeniería de detalle ha de llevarse a cabo el estudio de diámetro económico, el cual se obtiene cuando la suma de su costo o cargo anual de bombeo (consumo de energía eléctrica o combustible) más su cargo de amortización (capital inicial más intereses), conocidos como costo total de bombeo para operación de 365 días, resulta menor en comparación con el que arroja cualquier otro diámetro, menor o mayor que él.
(34)

$$\phi = 1.5 Q$$

Donde:

ϕ = diámetro, in.

Q = gasto en l.p.s.

6.7.1. CRITERIOS DE DISEÑO

Pérdidas por fricción.

Como se mencionó se obtiene con:

$$H_f = KLQ^2$$

Donde:

hf = Pérdidas en la columna de succión. En m.

k = Constante de pérdidas. Adimensional.

Q = Gasto. En m³/s.

L = Longitud del tramo en metros.

$$k = \frac{10.3n^2}{D^3}$$

Donde:

k = Constante de pérdidas. Adimensional

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

D = Diámetro. En m.

Golpe de ariete.

El fenómeno del golpe de ariete se presenta en las líneas de conducción produciendo una sobrepresión. Su cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$h.g.a. = \frac{145V}{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}$$

Donde:

V = Velocidad del agua dentro de la tubería. En m/s

Ea = Módulo de elasticidad del agua. En Kg/cm²

d = diámetro interior de la tubería. En cm.

Et = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo. En Kg/cm²

e = espesor de la pared del tubo. En cm.

De esta sobrepresión se toma el 20% ya que éste porcentaje es el absorbido por la tubería.

Este valor se suma al valor de la carga total a vencer para obtener la carga de diseño de la tubería.

La fórmula de Dupuit, arroja un diámetro de 8", la longitud de la línea es de 345 m, el material de la línea de conducción será de polietileno de alta densidad. El cálculo de la cota piezométrica, además de los niveles de terreno y plantilla se muestran en el Capítulo 7.5.

El tramo restante de la línea para llegar a la zona de distribución del caudal, se hará por gravedad, ya que se recomienda que éste no llegue por bombeo.

6.8. HUMEDAL ARTIFICIAL.

Dadas las condiciones ambientales de la E. N. E. P, el tipo de humedal más recomendable, es un humedal de Flujo subsuperficial de flujo horizontal, ya que éste, no requiere de control de mosquitos, además de ser el sistema más eficiente de los explicados en el capítulo 2 en la remoción de DBO y SST, entre otros contaminantes.

6.8.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

Determinación del gasto bombeado al día.

Para las condiciones actuales de operación de la bomba, el ciclo de ésta es de 17 min, es decir, que se presentan 3.5 ciclos en una hora. De estos 17 min, el tiempo efectivo de bombeo es de 5 min/ciclo, por lo que el caudal bombeado en una hora si la bomba es de 10 L/s y el tiempo efectivo de bombeo es de 17.5 min/h es de:

$$17.5 \text{ min } (10 \text{ L/s}) (60) = 10\,500 \text{ L/h} = 10.5 \text{ m}^3/\text{h}.$$

El día no se tomará de 24, ya que el cárcamo sólo funcionará 14 horas, es decir el período de duración de ambos turnos, matutino y vespertino. Por lo que:

$$14 \text{ h } (10.5 \text{ m}^3/\text{h}) = \mathbf{147 \text{ m}^3/\text{día}}.$$

Del mismo modo, para la condición futura, el ciclo de la bomba de 10 litros es de 15 min, por lo que una hora se cumplen 4 ciclos. El tiempo de bombeo efectivo por ciclo ahora es de 5.57 min, es decir, que 22.28 min. es el tiempo efectivo de bombeo en una hora y el caudal enviado es:

$$22.28 \text{ min } (600 \text{ L/min}) = 13\,368 \text{ L/h} = 13.37 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Por lo tanto en un día se enviarán al humedal:

$$14 \text{ h } (13.37 \text{ m}^3/\text{h}) = \mathbf{187.15 \text{ m}^3/\text{día}}.$$

El excedente en la condición futura será:

$$187.15 \text{ m}^3/\text{día} - 147 \text{ m}^3/\text{día} = 40.15 \text{ m}^3/\text{día}.$$

Determinación del área del humedal.

Como se explicó en el capítulo 4, el dimensionamiento del área de un humedal está en función del contaminante a eliminar y del funcionamiento hidráulico, el área que arroja las extensiones y los tiempos de retención hidráulica mayores son los destinados a eliminar los coliformes fecales, sin embargo, debido a que son muy grandes, se utiliza el siguiente parámetro que provoca el área de mayor magnitud después de los coliformes, la DBO. El modelo tomado para este cálculo es el propuesto por la EPA. Sin embargo, si esta observación no se cumple, debe tomarse el área mayor que arroje alguno de los parámetros a eliminar.

Así para disminuir la DBO, se obtiene un área de 1744.04 m² y un tiempo de retención hidráulica de 2.27 días. Esta área, fue verificada para condiciones críticas de temperatura como se puede observar en la memoria de cálculo correspondiente. (Capítulo 7.6)

Dado que el área es grande, ésta será dividida en 4 celdas de 40 m x 11 m cada una para la condición actual, y se agregará otra de 42 m x 12 m para la condición futura. El arreglo de las celdas se presenta en el plano No. 11 del anexo I.

Cada celda tendrá como medio de soporte una capa de 60cm de grava media (25 mm), cubierta por una capa de 8 cm de grava gruesa. La vegetación a utilizar serán carrizos (*Phragmites australis*). El sistema de distribución, estará conformado por un tubo de polietileno de alta densidad (PEAD) de 8" de diámetro, el cual tendrá Tee's a cada 50 cm, colocado sobre una capa de roca gruesa lavada de 10 a 15 cm de tamaño. Del mismo modo, se recolectará el efluente, con un tubo de 8" de PVC con perforaciones a cada 50 cm. (Capítulo 7.6) Esta tubería se encontrará dentro de gaviones y a su vez se conectará a un registro donde se colocará un sistema para controlar el nivel de agua dentro de la celda, éste puede ser un codo giratorio, una tubería conectada verticalmente, una manguera flexible o algún otro dispositivo de control.

Las plantas pueden ser sembradas durante todos los meses del año, la experiencia en climas extremos indica que es mejor plantar en primavera que en verano, esto es, porque en el invierno existe el riesgo de que las plantas no crezcan debido a las heladas.

Los retoños que no estén creciendo activamente deben ser reemplazados. La cosecha se realizará de 3 a 5 años según sea conveniente.

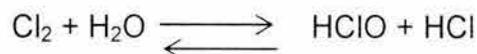
La impermeabilización del lecho se hará con losas de concreto reforzado con malla electrosoldada.

6.9. DESINFECCIÓN POR CLORACIÓN.

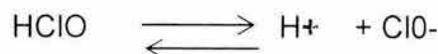
La cloración es un proceso muy usado en el tratamiento de aguas residuales industriales y urbanas. Sus objetivos son los siguientes:

- a) *Desinfección*: el cloro es un desinfectante debido a su fuerte capacidad de oxidación, por lo que destruye o inhibe el crecimiento de las bacterias y algas.
- b) *Reducción de la DBO*: el cloro produce una reducción de la DBO por oxidación de los compuestos orgánicos presentes en las aguas residuales.
- c) *Eliminación o reducción de colores y olores*: las sustancias que producen olor y color en las aguas residuales se oxidan mediante el cloro.
- d) *Oxidación de iones metálicos*: los iones metálicos que están presentes en forma reducida se oxidan por el cloro (por ejemplo: ferroso a férrico y manganeso a mangánico).
- e) *Oxidación de los cianuros*: el cloro se emplea para oxidar los cianuros a productos inocuos. Esto se lleva a cabo en un medio alcalino con valores de pH superiores a 8.5.⁽³²⁾

Cuando el gas cloro se disuelve en el agua para lograr una solución acuosa, tal como la que se aplica al agua para desinfectarla, reacciona formando ácido hipocloroso (HClO) y ácido clorhídrico (HCl).



El ácido hipocloroso formado es débil, y se ioniza o disocia en ión hidrógeno y en ión hipoclorito, de acuerdo con la ecuación siguiente:



Estas ecuaciones son reversibles y dependen del pH del agua, predominando el HClO a bajo pH. Los agentes desinfectantes son el HClO y el ClO⁻, siendo el ácido hipocloroso más activo que el ión hipoclorito. Las proporciones relativas de HClO y ClO⁻ son función del pH. Para valores de pH inferiores a 5, el cloro está presente como cloro molecular. Para valores comprendidos entre 5 y 6, sólo existe prácticamente HClO. Para valores superiores a 6, se encuentra también presente el ión ClO⁻, y domina con valores superiores a 7.5. el HClO y el ión ClO⁻ en el agua se han definido como "cloro libre disponible" ⁽³⁰⁾

Como se mencionó anteriormente, el HClO es un ácido débil, una parte importante del cloro residual está formado por HClO sin disociar. En presencia de amoníaco, el ácido hipocloroso reacciona para formar cloraminas: monocloramina, dicloramina y tricloruro de nitrógeno. Las proporciones relativas de estos compuestos dependen del pH y de la concentración de amoníaco presente. La capacidad desinfectante de estos compuestos es menor que la del cloro. Sobre 8.5 sólo existe monocloramina (NH₂Cl). En el intervalo comprendido entre 4.4 y 5.0 sólo se encuentra dicloramina (NHCl₂) y la tricloramina aparece con pH inferior a 4.4 (NHCl₃) gas.

La *demanda de cloro*, es la diferencia entre la cantidad de cloro agregado al agua y la cantidad de cloro residual después de un período determinado.

Según el punto de aplicación, la cloración se denomina:

a) *Cloración libre*: se define como la aplicación de cloro al agua de un servicio que no recibe otro tratamiento, y por lo tanto la desinfección es el objeto del proceso. Se aplica especialmente en acueductos y cañerías de aducción.

b) *Precloración*: se define como la aplicación de cloro al agua, anterior a cualquier otro tratamiento. Tiene muchas ventajas: mejora la coagulación, evita o retarda la descomposición de la materia orgánica acumulada en los lodos, controla las algas y los microorganismos en los estanques, elimina ciertos olores y sabores oxidando la materia orgánica y reduciendo el crecimiento biológico en los filtros.

c) *Poscloración*: Es la aplicación de cloro al agua después de cualquier otro tratamiento. Generalmente se aplica después de la filtración pero puede precederla.

d) *Recloración*: se aplica en cualquier punto del sistema de distribución previo al tratamiento de cloración, como por ejemplo, al final de las líneas troncales muy largas, estanques de acumulación o reserva, etc. Se hace con objeto de asegurar la dosis de cloro residual apropiada, contra posibles contaminaciones futuras.

Los equipos usados en la cloración son los siguientes.

Equipo para cloro gaseoso.

Al seleccionar el equipo de cloración es fundamental conocer, además de la demanda de cloro o cantidad de cloro que debe agregarse (función del gasto del agua, m³/s), precisar la cantidad de cloro residual deseado en el agua de la red.

La capacidad de los cloradores, que se expresa en libras o kilos por 24 horas, debe ser suficiente para satisfacer el mayor gasto de agua en la planta y permitir atender un exceso prudencial.

La demanda de cloro de las aguas residuales depende de su concentración y especificidad; por ejemplo:

Tabla 33) Dosis típicas de desinfección de agua residual.⁽²⁴⁾

TIPO	DOSIS (MG/l)
Agua negra cruda	6 – 25
Sedimentación primaria	5 – 20
Tratamiento de precipitación química	3 – 10
Filtros percoladores	3 – 10
Lodos activados	2 – 8
Filtros de lechos mixtos + lodos activados	1 – 5

Existe una gran variedad de equipos disponibles para la aplicación de cloro gaseoso al agua. Pueden ser de acuerdo con la forma de operarlo: manual, semiautomático, automático proporcional y automático proporcional de partida y detención.

Los cloradores son de alimentación directa o solución. En el primer caso, el cloro se mide y se controla en estado gaseoso, el gas se aplica directamente al gasto total del agua; en cambio en los cloradores de solución, el gas se disuelve previamente en agua y se conduce en solución acuosa hasta el punto de aplicación.

Según los principios técnicos de operación se clasifican en dos categorías: de presión y de vacío. El equipo de presión opera con el gas cloro sometido a una presión positiva reducida; en cambio, en el de vacío, la presión a la que está sometido el cloro es menor que la atmosférica, como lo ilustra la figura 41, el gas llega a la campana del clorador por medio de una válvula reductora de presión que reduce la presión a un vacío de algunos centímetros de agua. El flotador de la válvula está accionado por el nivel del agua. Un eyector extrae el gas a través de un orificio medidor de gasto y unidad de control de vacío. El cloro se disuelve en la corriente de agua del eyector y la solución se descarga en el punto apropiado. Si el cloro se agota, el nivel del agua sube conjuntamente con la campana del aliviadero de vacío y la entrada del aire se produce a través del tubo correspondiente.

Hipocloradores.

Estos equipos se usan para dosificar hipocloritos. No son muy recomendables; sin embargo, pueden emplearse con éxito en pequeñas plantas, donde resultan ventajosos desde el punto de vista económico. Existen equipos hipocloradores que operan manual o semiautomáticamente. ⁽³⁰⁾

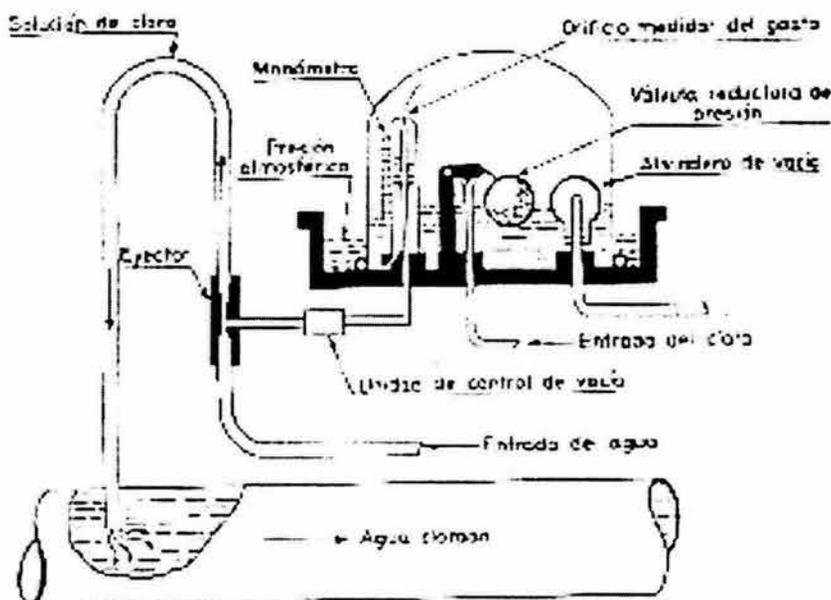


Figura 41) Diagrama de operación de un clorador tipo vacío.

En el caso del sistema de tratamiento de la ENEP Aragón, no será necesario este proceso, ya que el humedal artificial es capaz de obtener la calidad deseada en el parámetro de coliformes fecales, pero si se presentase el caso opuesto, sería necesario añadir el proceso de cloración.

6.10. TANQUE DE ALMACENAMIENTO

El efluente del humedal artificial será almacenado en un tanque de almacenamiento para su aprovechamiento en el riego de áreas verdes.

CAPÍTULO 7.

MEMORIA DE CÁLCULO

7.1. DREN EMISOR

7.1.1. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE AGUAS NEGRAS

7.1.1.1. A TRAVÉS DEL CONSUMO DE AGUA POTABLE.

Tabla 34a) PRIMER PERÍODO ⁽²³⁾

FECHA	HORA DE LECTURA	LECTURA DEL MEDIDOR (m ³)	Q (m ³ /TIEMPO DE LECTURA)	Q CON RIEGO (m ³ /hr)	Q SIN RIEGO (m ³ /hr)	Q DÍAS DE ASUETO Y FIN DE SEMANA (m ³ /hr)
01/09/00	11:00	0367578	Inicio			
05/09/00	11:00	0367717	139.0 m ³ /24.0 hr		5.79	
06/09/00	11:00	0367882	165.0 m ³ /24.0 hr		6.88	
07/09/00	10:30	0368059	177.0 m ³ /23.5 hr		7.53	
08/09/00	11:00	0368220	161.0 m ³ /24.5 hr		6.57	
09/09/00	11:00	0368306	86.0 m ³ /24.0 hr			3.58
10/09/00	11:00	0368349	43.0 m ³ /24.0 hr			1.79
11/09/00	11:00	0368437	88.0 m ³ /24.0 hr		3.67	
12/09/00	17:00	0368914	477.0 m ³ /30.0 hr	15.90		
13/09/00	11:00	0369020	106.0 m ³ /18.0 hr		5.89	
14/09/00	11:00	0369171	151.0 m ³ /24.0 hr		6.29	
15/09/00	11:00	0369264	93.0 m ³ /24.0 hr			3.88
16/09/00	11:00	0369315	51.0 m ³ /24.0 hr			2.13
17/09/00	13:00	0369371	56.0 m ³ /26.0 hr			2.15
18/09/00	11:00	0369427	56.0 m ³ /22.0 hr		2.55	
19/09/00	11:00	0369652	225.0 m ³ /24.0 hr	9.38		
20/09/00	11:00	0369958	306.0 m ³ /24.0 hr	12.75		
Promedios aritméticos por actividad (m³/hr)				12.59	5.65	2.706
Promedio Ponderado (m³/hr)				6.03		
Volumen diario (m³/día)				144.75		

Tabla 34b) SEGUNDO PERÍODO ⁽²³⁾

FECHA	HORA DE LECTURA	LECTURA DEL MEDIDOR (m ³)	Q (m ³ /TIEMPO DE LECTURA)	Q CON RIEGO (m ³ /hr)	Q SIN RIEGO (m ³ /hr)	Q DIAS DE ASUETO Y FIN DE SEMANA (m ³ /hr)
29/01/01	12:00	0409546	Inicio			
30/01/01	12:00	0409993	447.0 m ³ /24.0 hr	18.63		
31/01/01	12:00	0410441	448.0 m ³ /24.0 hr	18.67		
01/02/01	12:00	0410886	445.0 m ³ /24.0 hr	18.54		
02/02/01	12:00	0411335	449.0 m ³ /24.0 hr	18.71		
03/02/01	12:00	0411385	50.0 m ³ /24.0 hr			2.08
04/02/01	12:00	0411434	49.0 m ³ /24.0 hr			2.04
05/02/01	12:00	0411482	48.0 m ³ /24.0 hr			2.00
06/02/01	12:00	0411939	457.0 m ³ /24.0 hr	19.04		
07/02/01	12:00	0412401	462.0 m ³ /24.0 hr	19.25		
08/02/01	12:00	0412859	458.0 m ³ /24.0 hr	19.08		
09/02/01	11:00	0413331	472.0 m ³ /24.0 hr	19.67		
10/02/01	12:00	0413382	51.0 m ³ /24.0 hr			3.13
11/02/01	12:00	0413431	49.0 m ³ /24.0 hr			2.04
12/02/01	12:00	0413904	473.0 m ³ /24.0 hr	19.71		
13/02/01	12:00	0414393	489.0 m ³ /24.0 hr	20.38		
14/02/01	12:00	0414875	482.0 m ³ /24.0 hr	20.08		
15/02/01	12:00	0415366	491.0 m ³ /24.0 hr	20.46		
16/02/01	12:00	0415847	481.0 m ³ /24.0 hr	20.04		
17/02/01	12:00	0415897	50.0 m ³ /24.0 hr			2.08
18/02/01	12:00	0415945	48.0 m ³ /24.0 hr			2.00
19/02/01	12:30	0146441	496.0 m ³ /24.0 hr	20.04		
Promedios aritméticos por actividad (m³/hr)				20.95	0	2.19
Promedio Ponderado (m³/hr)					14.384	
Volumen diario (m³/día)					345.22	

Tabla 348c) TERCER PERÍODO

FECHA	HORA DE LECTURA	LECTURA DEL MEDIDOR (m ³)	Q (m ³ /TIEMPO DE LECTURA)	Q CON RIEGO (m ³ /hr)	Q SIN RIEGO (m ³ /hr)	Q FIN DE SEMANA (m ³ /hr)
19/06/03	11:00	0534502	Inicio			
20/06/03	11:00	0534556	54 m ³ /24.0 hr		2.25	
21/06/03	11:00	0534604	48 m ³ /24.0 hr			2.00
22/06/03	11:00	0534645	41 m ³ /24.0 hr			1.69
23/06/03	11:20	0534665	61 m ³ /24.0 hr		2.51	
24/06/03	02:40	0534760	95 m ³ /24.0 hr		3.48	
25/06/03	01:30	0534826	66 m ³ /24.0 hr		2.89	
26/06/03	11.55	0534871	45 m ³ /24.0 hr		2.01	
27/06/03	11:25	0534943	72 m ³ /24.0 hr		3.07	
28/06/03	11:30	0534981	38 m ³ /24.0 hr			1.58
29/06/03	11:30	0535018	37 m ³ /24.0 hr			1.54
30/06/03	12:00	0535058	40 m ³ /24.0 hr		1.63	
01/07/03	12:55	0535119	61 m ³ /24.0 hr		2.45	
02/07/03	12:05	0535260	141 m ³ /24.0 hr		6.09	
03/07/03	12:00	0535334	74 m ³ /24.0 hr		3.09	
04/07/03	11:10	0535435	101 m ³ /24.0 hr		4.36	
05/07/03	11:00	0535625	190 m ³ /24.0 hr			7.97
06/07/03	11:00	0535800	175 m ³ /24.0 hr			7.29
07/07/03	12:40	0536082	282 m ³ /24.0 hr		10.99	
08/07/03	11:40	0536177	95 m ³ /24.0 hr		1.31	
09/07/03	10:00	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr		0.00	
10/07/03	11:30	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr		0.00	
11/07/03	11:15	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr		0.00	
12/07/03	11:00	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr			0.00
13/07/03	11:00	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr			0.00
14/07/03	11:20	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr		0.00	
15/07/03	12:11	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr		0.00	
16/07/03	11:20	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr		0.00	
17/07/03	12.17	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr		0.00	
18/07/03	12:00	0536177	0.0 m ³ /24.0 hr		0.00	
Promedios aritméticos 0por actividad (m³/hr)					3.55	4.60
Promedio Ponderado (m³/hr)					3.80	
Volumen diario (m³/día)					91.2	

7.1.1.2 DETERMINACIÓN DEL GASTO. A TRAVÉS DEL AFORO DE LA SALIDA DE AGUAS RESIDUALES.

Tabla 35) Resultados de la medición de Flujo de Aguas Residuales en el Pozo 00

Hora	Tirante con azolve cm	Azolve cm	Tiempo s	Distancia m	Diámetro m	Ángulo central °	Área de agua con azolve m ²	Área de azolve m ²	Área de agua m ²	Perímetro mojado m	RH m
08:30	69	18		6.4	1.22	216.296	0.81	0.21	0.60	1.060	0.566
09:30	61	18	39	6.4	1.22	200.778	0.72	0.21	0.51	0.895	0.564
10:30	72.5	18	68	6.4	1.22	223.290	0.85	0.21	0.64	1.135	0.564
11:30	74.5	18	113	6.4	1.22	227.361	0.88	0.21	0.66	1.178	0.562
12:30	71	18	91	6.4	1.22	220.274	0.84	0.21	0.62	1.102	0.565
13:30	64	18	54	6.4	1.22	206.536	0.75	0.21	0.54	0.956	0.566
14:30	72	18	34	6.4	1.22	222.281	0.85	0.21	0.63	1.124	0.564
15:30				6.4	1.22						
16:30	71.5	18	NO FLUJO	6.4	1.22	221.276	0.84	0.21	0.63	1.113	0.565
17:30	72	18	NO FLUJO	6.4	1.22	222.281	0.85	0.21	0.63	1.124	0.564
18:30	72	18	NO FLUJO	6.4	1.22	222.281	0.85	0.21	0.63	1.124	0.564

Tabla 36) Cálculo del coeficiente de escurrimiento promedio

EDIFICIO	ÁREA m ²	C	A*C
A-1	829.64	0.7	580.748
A-2	660	0.7	462
A-3	734.5	0.7	514.15
A-4	660	0.7	462
A-5	728	0.7	509.6
A-6	728	0.7	509.6
A-7	660	0.7	462
A-8	648	0.7	453.6
A-9	893	0.7	625.1
A-10	605	0.7	423.5
A-11	648	0.7	453.6
A-12	770	0.7	539
Almacén	594	0.7	415.8
Biblioteca	2916.75	0.7	2041.725
Cancha de fútbol americano	7965	0.2	1593
Canchas de Basket ball	3332.5	0.8	2666
Canchas de fútbol rápido	2690.82	0.2	538.164
CELE	432	0.7	302.4
Centro de Cómputo	798.87	0.7	559.209
Centro de Extensión Universitaria	1631.1	0.7	1141.77
Centro Tecnológico	1210.58	0.7	847.406
Comedor de alumnos	355.34	0.7	248.738
Cubículo de profesores	181.36	0.7	126.952
Gimnasio	1440.5	0.7	1008.35
Gobierno	1089	0.7	762.3
L-1	897.9	0.7	628.53
L-2	897.9	0.7	628.53
L-3	692.2	0.7	484.54
L-4	897.9	0.7	628.53
Mantenimiento	538.45	0.7	376.915
Puesto de Comida	39.5	0.7	27.65
Salón de Usos Múltiples	1188	0.7	831.6
Servicios Médicos	195.12	0.7	136.584
Vestidores	836	0.7	585.2
SubTotal	39384.93		22574.791

Tabla 36) Cálculo del coeficiente de escurrimiento promedio (Continuación)

Estacionamientos	ÁREA m2	C	A*C
Alumnos	37700.09	0.75	28275.068
Maestros	4441.69	0.75	3331.2675
Centro Tecnológico	270.92	0.13	35.2196
Estacionamiento bajo techo.	492.5	0.75	369.375
Aceras y paseos pavimentados	2132.04	0.8	1705.632
Área verde de riego	139500	0.13	18135
Paseos adoquinados	83256.28	0.7	58279.396
SubTotal	267793.52		132705.75

Total de áreas (ha)	30.718
C promedio	0.43
i (mm/hr)	40
Q = 2.778 CiA	1474.626

7.1.1.3. APORTACIÓN DE AGUAS NEGRAS ACTUAL DETERMINADA POR LA DOTACIÓN DE AGUA POTABLE SEGÚN EL R. C. D. F.

Población actual de Alumnos, Administrativos, Trabajadores en general y Personal Académico: 7 000 por turno de 7 horas.

Área de riego: 139, 500 m²

$Q_{\text{alumnos y personal}} = 7000 \text{ alumnos} (25 \text{ L/alumno/turno}) = 175\,000 \text{ L/turno}$

$$Q_{\text{alumnos y personal}} = 175\,000 \left(\frac{L}{\text{Turno}} \right) \left(\frac{1 \text{ turno}}{7 \text{ hrs}} \right) \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 6.94 \text{ L/s.}$$

Así que:

$$Q_{\text{AN actual}} = 6.94 (0.75) = 5.02 \text{ L/s.}$$

7.1.1.1.3.1. APORTACIÓN DE AGUAS NEGRAS FUTURA

Del mismo modo se obtiene el gasto de aguas negras para cuando se alcance la capacidad máxima de personas en la ENEP Aragón.

Población futura de Alumnos, Administrativos, Trabajadores en general y Personal Académico: 10 000 por turno de 7 horas.

$$Q_{\text{alumnos y personal}} = 10000 \text{ alumnos} (25 \text{ L/alumno/turno}) = 250\,000 \text{ L/turno}$$

$$Q_{\text{alumnos y personal}} = 250\,000 \left(\frac{\text{L}}{\text{Turno}} \right) \left(\frac{1 \text{ turno}}{7 \text{ hrs}} \right) \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 9.92 \text{ L/s.}$$

$$Q_{\text{AN FUTURO}} = 9.92 (0.75) = 7.44 \text{ L/s.}$$

7.1.2. CÁLCULO DEL EMISOR.

Con el dato anterior, se calculará el dren emisor. Debido a que el caudal producido por la precipitación pluvial es muy grande, solo se conducirá hacia la planta de tratamiento el agua residual, esto se logrará utilizando un tubo de diámetro menor que saldrá del pozo 01.

$$Q_{\text{med}} = 7.44 \text{ L/s.}$$

$$Q_{\text{mín}} = 7.44(0.5) = 3.72 \text{ L/s.}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{10}} = 2.95$$

$$Q_{\text{máx ext.}} = 7.44 (2.95)(1.5) = 32.92 \text{ L/s}$$

Tramo del pozo 00 al pozo 41.

Se propone un tubo de concreto ($n = 0.013$) de 30 cm de diámetro (12") con una capacidad máxima a tubo lleno de 42.41 L/s a una velocidad de 0.60 m/s. utilizando la pendiente mínima $S_p = 0.002$, ya que el terreno está en contrapendiente.

Revisión de la velocidad mínima y tirante.

$$\frac{Q_p}{Q_{ll}} = \frac{3.72}{42.41} = 0.09 \text{ de Nomograma de Manning (Ver anexo) tenemos que:}$$

$$\frac{V_p}{V_{ll}} = 0.62 \text{ Por lo tanto:}$$

$$V_p = 0.60 (0.62) = 0.372 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s que es la velocidad mínima.}$$

Del mismo nomograma, la relación:

$$\frac{d}{D} = 0.21 \text{ y } D = 30 \text{ cm, entonces, } d = (30 \text{ cm}) (0.21) = \mathbf{6.3 \text{ cm}} \text{ de tirante} > 1.5 \text{ cm}$$

Por lo que el diseño es correcto.

Revisión de la velocidad máxima y tirante.

$$Q \text{ máx ext.} = 32.92 \text{ L/s} < 42.10 \text{ L/s}$$

$$\frac{Q_p}{Q_{ll}} = \frac{32.92}{42.41} = 0.78 \text{ de Nomograma de Manning (Ver anexo) tenemos que:}$$

$$\frac{V_p}{V_{ll}} = 1.107 \text{ Por lo que:}$$

$$V_p = 0.60 (1.107) = \mathbf{0.66 \text{ m/s}} < 3 \text{ m/s que es la velocidad máxima.}$$

Del mismo nomograma, la relación:

$$\frac{d}{D} = 0.67 \text{ y } D = 30 \text{ cm, entonces, } d = (30 \text{ cm}) (0.67) = \mathbf{20.1 \text{ cm}} \text{ de tirante} > 1.5 \text{ cm}$$

Por lo que el diseño es correcto.

Velocidad y tirante reales.

$$Q_{med} = 7.44 \text{ L/s} < 42.10 \text{ L/s}$$

$$\frac{Q_p}{Q_{ll}} = \frac{7.44}{42.41} = 0.17 \text{ del Nomograma de Manning tenemos que:}$$

$$\frac{V_p}{V_{ll}} = 0.75 \text{ Por lo que:}$$

$$V_p = 0.60 (0.75) = 0.45 \text{ m/s} < 0.3 \text{ m/s}$$

Del mismo nomograma, la relación:

$$\frac{d}{D} = 0.28 \text{ y } D = 30 \text{ cm, entonces, } d = (30 \text{ cm}) (0.28) = 8.4 \text{ cm de tirante} > 1.5 \text{ cm}$$

Por lo que el diseño es correcto.

Debido a que no habrá más aportaciones de agua residual, el diseño de todos los tramos del emisor es el mismo. Sin embargo las cotas de plantilla de cada pozo varían en profundidad y por lo tanto la cantidad de material excavado y de relleno.

Tabla 37) Cálculo de las cotas de plantilla de cada pozo y volúmenes de materiales de excavación, relleno y plantilla.

TRAMO	COTA DE PLANTILLA INICIAL	PENDIENTE	LONG. DEL TRAMO (M)	COTA DE PLANTILLA FINAL	COTA DE TERRENO DE INICIAL	PENDIENTE	COTA DE TERRENO FINAL
P01-PL1	94.89	0.002	20	94.85	98.75	-0.002	98.80
PL1-PL2	94.85	0.002	20	94.81	98.80	0.002	98.77
PL2-PL3	94.81	0.002	20	94.77	98.77	0.000	98.78
PL3-PL4	94.77	0.002	20	94.73	98.78	0.005	98.69
PL4-P42	94.73	0.002	20	94.69	98.69	-0.006	98.80
P42-PL5	94.69	0.002	20	94.65	98.80	0.000	98.79
PL5-PL6	94.65	0.002	20	94.61	98.79	-0.001	98.81
PL6-PL7	94.61	0.002	20	94.57	98.81	0.000	98.80
PL7-PL8	94.57	0.002	20	94.53	98.80	-0.005	98.91
PL8-P43	94.53	0.002	20	94.49	98.91	-0.006	99.04
P43-PL9	94.49	0.002	20	94.45	99.04	0.002	99.00
PL9-PL10	94.45	0.002	20	94.41	99.00	0.003	98.93
PL10-PL11	94.41	0.002	20	94.37	98.93	-0.005	99.03
PL11-P44	94.37	0.002	20	94.33	99.03	-0.003	99.10

TRAMO	VOLUMEN DE EXCAVACIÓN (m ³)	VOLUMEN DE MATERIAL DE RELLENO (m ³)	VOLUMEN DE MATERIAL DE RELLENO PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN. (m ³)	VOLUMEN DE MATERIAL DE PLANTILLA (m ³)
P01-PL1	62.48	19.4	39.8	1.92
PL1-PL2	63.28	19.4	40.6	1.92
PL2-PL3	63.72	19.4	41.0	1.92
PL3-PL4	63.68	19.4	41.0	1.92
PL4-P42	64.54	19.4	41.8	1.92
P42-PL5	66.05	19.4	43.3	1.92
PL5-PL6	66.73	19.4	44.0	1.92
PL6-PL7	67.44	19.4	44.7	1.92
PL7-PL8	68.91	19.4	46.2	1.92
PL8-P43	71.42	19.4	48.7	1.92
P43-PL9	72.75	19.4	50.0	1.92
PL9-PL10	72.54	19.4	49.8	1.92
PL10-PL11	73.43	19.4	50.7	1.92
PL11-P44	75.43	19.4	52.7	1.92
SUMA	952.39	271.40	634.31	26.88

7.2. DISEÑO DEL CANAL QUE CONTENDRÁ LAS REJILLAS Y EL DESARENADOR. (PRETRATAMIENTO)

7.2.1. DETERMINACIÓN DE LA SECCIÓN DEL CANAL.

$$Q_{\text{máx}} = 32.92 \text{ L/s (0.03292 m}^3\text{/s)}$$

$$\text{Vel máx} = 0.66 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{med}} = 7.44 \text{ L/s 0.00744 m}^3\text{/s)}$$

$$\text{Vel med} = 0.45 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{min}} = 3.72 \text{ L/s 0.00372 m}^3\text{/s)}$$

$$\text{Vel. Mín} = 0.37 \text{ m/s}$$

$$S = 0.002$$

Se propone una sección rectangular con una plantilla de 25 cm. Utilizando el gasto medio y con ayuda las tablas para el cálculo de tirante normal del Manual de King ⁽³¹⁾ se tienen:

$$\frac{nQ}{b^{8/3}s^{1/2}} = \frac{ARh^{2/3}}{b^{8/3}} \text{ y } k' = \frac{nQ}{b^{8/3}s^{1/2}}$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad de Manning. (adimensional)

Q = gasto (m³/s)

b = plantilla del canal (m)

k' = factor de gasto (adimensional)

s = pendiente (milésimas)

A = área. (m²)

V = velocidad (m/s)

d = tirante (m)

Tabla 38) Cálculo del tirante normal cuando se presenta Q Medio.

Q	n	b	s	Qn/b ^{8/3} s ^{1/2}	d/b	D	A	V
0.0074	0.013	0.25	0.002	0.087	0.275	0.069	0.0172	0.43

Sin embargo, cuando se presente el gasto máximo y el máximo extraordinario, se tendrán los siguientes tirantes:

Tabla 39) Cálculo del tirante normal cuando se presenta Q Máximo y Q máximo extraordinario.

Q máx	n	b	S	Qn/b ^{8/3} s ^{1/2}	d/b	D	A	V
0.02195	0.013	0.25	0.002	0.257	0.6083	0.152	0.0380	0.58
Qmáx ext.	n	b	S	Qn/b ^{8/3} s ^{1/2}	d/b	d	A	V
0.033	0.013	0.25	0.002	0.387	0.84	0.21	0.0525	0.63

7.2.2. TRANSICIÓN.

Como se mencionó en el capítulo anterior, será necesario cambiar la sección del canal de 30 cm de plantilla a una sección de 25 cm que ha sido calculada. Para tal efecto se utilizará una transición del tipo reglada.

El canal de 30 cm de plantilla tiene las siguientes características

Tabla 40) Cálculo del tirante normal cuando se presenta Q Medio.

Q	n	b	s	Qn/b^{8/3}s^{1/2}	d/b	d	A	V
0.0074	0.013	0.30	0.002	0.0533	0.1967	0.06	0.0177	0.42

La fórmula para calcular la longitud es la siguiente:

$$L_T = \frac{\left(\frac{V_1}{V_2} b_1 - \frac{V_2}{V_1} b_2 \right)}{2 \tan \theta}$$

Donde:

L_T = Longitud de transición.

V_1 y V_2 = Velocidad máxima a la entrada y a la salida de la zona.

b_1 y b_2 = ancho de la entrada y la salida de la zona de transición.

θ = ángulo máximo (no mayor a 20°)

Tabla 41) Cálculo de la transición.

V1	V2	B1	b2	θ	tan θ	LT
0.42	0.43	0.30	0.25	15.00	0.27	0.07

7.2.3. REJILLAS.

7.2.3.1. LONGITUD DE LAS REJILLAS.

Las rejillas serán de limpieza manual por lo que el ángulo de inclinación propuesto es de 45 °. Utilizando la altura de la lámina de agua que se presenta con el gasto máximo:

Tabla 42) Cálculo de la longitud de rejillas.

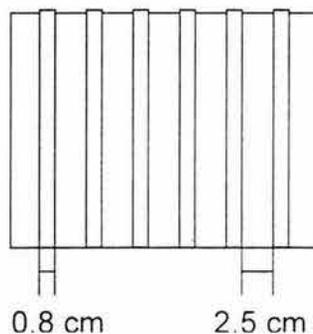
Q máx	D	θ	L (m)	L + 0.25 m
0.02195	0.15	45	0.22	0.47

7.2.3.2. NÚMERO DE BARRAS.

Para calcular el número de barras, se utilizará la fórmula mencionada en el capítulo 6.1

Tabla 43) Número de rejillas.

a	E	E	N
25	0.8	2.5	7



7.2.3.3. PÉRDIDA DE CARGA (en cr.1):

$$h = \beta \left(\frac{w}{b} \right)^4 * \frac{v^2 \text{sen} u}{2g}$$

Siendo:

β = 2.42 para barras rectangulares
 w = 0.8 cm.
 b = 2.5 cm.

v = 45 cm/seg.
 u = 45°.
 g = 981 cm/seg²

Tabla 44) Cálculo de la pérdida de carga por rejillas.

β	w	b	v	θ	2g	w/b ^{3/4}	sen 45	h (cm)
2.42	0.8	2.5	43	45	1962	0.2189	0.7071	0.35

La pérdida de carga es mínima, por lo que resulta factible utilizar las barras rectangulares, además, la diferencia entre utilizar barras rectangulares u otras con menor pérdida de carga es mínima.

7.2.4. CANAL DESARENADOR.

Con el fin de reducir la velocidad del flujo, la pendiente del canal será cambiada a 0.0004 milésimas, que cuando se presenta el gasto máximo produce una velocidad del flujo de 0.30 m/s

Tabla 45) Tirante, pendiente y velocidad del canal desarenador.

Q máx	n	b	s	Qn/b ^{8/3} s ^{1/2}	d/b	d	A	V
0.02195	0.013	0.25	0.0004	0.575	1.16	0.290	0.0725	0.30

7.2.4.1. LONGITUD TEÓRICA Y DE DISEÑO DE LA CÁMARA.

Tabla 46) Cálculo de la longitud de teórica y de diseño .

A (m ²)	S	d (cm)	V (cm/s)	V. DE SED. (cm/s)	LONGITUD. TEÓRICA (m)	LONGITUD. DE DISEÑO (m)
0.073	0.0004	29	30	1.88	4.67	6.54

7.2.4.2. ACUMULACIÓN DE ARENAS.

Tomando como contenido de arena del agua residual el valor de 0.015 m³/1000 m³ se tiene:

$$\frac{0.015 \text{ m}^3 \text{ arena}}{1000 \text{ m}^3} = 0.000015 \frac{\text{m}^3 \text{ arena}}{\text{m}^3 \text{ agua}}$$

Luego:

$$\left(0.000015 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3}\right) \left(0.02195 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right) = 3.29 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 0.028 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

7.3. CANAL PARSHALL.

Los numerosos experimentos y observaciones hechos con medidores Parshal llevaron a resultados que corresponden a expresiones de este tipo:

$$Q = KH^5$$

La tabla 47) incluye los valores del coeficiente K, tanto para el sistema métrico, como para el sistema inglés de unidades. La misma tabla presenta los valores del exponente n.

Tabla 47) Valores del exponente n y el coeficiente K

W	(m)	n	K	K
			UNIDADES MÉTRICAS	UNIDADES INGLESAS
3"	0.076	1.547	0.176	0.0992
6"	0.152	1.580	0.381	2.06
9"	0.229	1.530	0.535	3.07
1'	0.305	1.522	0.690	4.00
1 1/2'	0.457	1.538	1.054	6.00
2'	0.610	1.550	1.426	8.00
3'	0.915	1.566	2.182	12.00
4'	1.220	1.578	2.935	16.00
5'	1.525	1.587	3.728	20.00
6'	1.830	1.595	4.515	24.00
7'	2.135	1.601	3.306	28.00
8'	2.440	1.606	6.101	32.00

Con la anterior, para un canal de 3" se obtiene la siguiente fórmula:

$$Q = 0.176H^{1.547}$$

Obteniéndose el siguiente gasto para cada H:

Tabla 48) Cálculo del caudal en función del tirante

H (m)	Q (L/s)								
0.03	0.8	0.12	6.6	0.21	15.7	0.30	27.3	0.39	41.0
0.04	1.2	0.13	7.5	0.22	16.9	0.31	28.8	0.40	42.6
0.05	1.7	0.14	8.4	0.23	18.1	0.32	30.2	0.41	44.3
0.06	2.3	0.15	9.4	0.24	19.4	0.33	31.7	0.42	46.0
0.07	2.9	0.16	10.3	0.25	20.6	0.34	33.2	0.43	47.7
0.08	3.5	0.17	11.4	0.26	21.9	0.35	34.7	0.44	49.4
0.09	4.2	0.18	12.4	0.27	23.2	0.36	36.2	0.45	51.2
0.10	5.0	0.19	13.5	0.28	24.6	0.37	37.8		
0.11	5.8	0.20	14.6	0.29	25.9	0.38	39.4		

7.4. CÁRCAMO DE BOMBEO.

Para el diseño del cárcamo, tomaremos en cuenta los siguientes datos:

- ❖ $Q_{ENT} = Q_{min} = 3.00 \text{ L/s} = 180.0 \text{ L/min}$ para la condición actual.
- ❖ $Q_{ENT} = Q_{min} = 3.72 \text{ L/s} = 223.2 \text{ L/min}$ para la condición futura.
- ❖ $Q_{MAX \text{ INST. Actual}} =$
- ❖ $Q_{MAX \text{ INST. Futuro}} = 21.95 \text{ L/s} = 1317 \text{ L/min}$
- ❖ Tiempo de un ciclo de bombeo = 15 min.
- ❖ Tiempo de almacenamiento = 60 min.

Se propone la siguiente modulación: una bomba de 10 L/s y una bomba de 30 L/s, teniendo en consideración que deben existir bombas de repuesto para el caso de una falla en el equipo.

7.4.1. CONDICIONES ACTUALES.

Cálculo del ciclo de la bomba chica:

$$Q_{bch} = 10 \text{ L/s} = 600 \text{ L/min.}$$

$$Q_{ENT} = Q_{MIN} = 3 \text{ L/s} = 180 \text{ L/min.}$$

De la fórmula para el cálculo del tiempo de funcionamiento de la bomba y considerando que éste es de 5 minutos como mínimo, se tiene:

$$V_R = 5(600 - 180) = 2 \ 100 \text{ L.} = 2.1 \text{ m}^3.$$

El volumen mínimo es:

$$V_{\min} = \frac{10(60)(5)}{4} = 750L = 0.75m^3$$

Como $V_R > V_{\min}$ es correcto.

El tiempo de llenado con la bomba parada es:

$$t_{ll} = \frac{2100}{180} = 11.67 \text{ min.}$$

Y el cálculo del ciclo para la bomba chica es:

$$t = t_r + t_{ll} = 5 + 11.67 = 16.67 \text{ min.}$$

Cálculo del tirante para la bomba con capacidad de 10 L/s:

Proponiendo una sección (en planta) de 3.0 m por 2.5 m, se tiene un área de 7.5 m², por lo tanto:

$$d = \frac{2.1}{7.5} = 0.28m = 28cm$$

El tiempo disponible para la bomba grande es:

$t_d =$ tiempo máximo de retención – t_{ll} de la bomba chica.

$$t_d = 60 \text{ min} - 11.67 \text{ min} = 48.33 \text{ min}$$

Si consideramos un tiempo de operación de la bomba de 30 L de 5 minutos y el gasto máximo instantáneo es de 16.19 L/s, entonces:

$$Q_{bgrh} = 30 \text{ L/s} = 1800 \text{ L/min.}$$

$$Q_{ENT} = 16.19 \text{ L/s} = 971.4 \text{ L/min.}$$

Se tiene:

$$V_R = 5(1800 - 971.4) = 4143 \text{ L.} = 4.143 \text{ m}^3.$$

El volumen mínimo es:

$$V_{\min} = \frac{5(60)(30)}{4} = 2250L = 2.25m^3$$

Como $V_R > V_{\min}$ es correcto.

El volumen de la bomba grande (V_{30}) debe contener el volumen de retención de la bomba chica (V_5) que se ha acumulado, que es de $1.2 m^3$:

$$V_{DIF} = V_{30} - V_{10} = 4.143 m^3 - 2.1 m^3 = 2.043 m^3$$

Y este volumen diferencial tarda en llenarse (con la condición de flujo máximo instantáneo = 16.19 L/s):

$$t_{DIF} = \frac{V_{DIF}(1000)}{Q_{MAXINST}} = \frac{2043L}{971.4L/min} = 2.10 \text{ min}$$

Cálculo del ciclo para la bomba grande:

$$t_{BGR} = t_{II} + t_{VAC} = 2.10 + 5 = 7.10 \text{ min.}$$

Como 7.10 min es menor que los 48.33 min disponibles, el ciclo es correcto.

Cálculo del tirante para la bomba grande:

$$d = \frac{V_R = V_{DIF}}{\dot{A}.Cárcamo} = \frac{2.043}{7.5} = 0.27 = 27cm$$

7.4.2. CONDICIÓN FUTURA.

Cálculo del ciclo de la bomba chica:

$$Q_{bch} = 10 \text{ L/s} = 600 \text{ L/min.}$$

$$Q_{ENT} = Q_{\min} = 3.72 \text{ L/s} = 223.2 \text{ L/min.}$$

Por lo tanto:

$$tr = \frac{2100}{(300 - 223.2)} = 5.57 \text{ min}$$

El tiempo de llenado con la bomba parada es:

$$t_{II} = \frac{2100}{223.2} = 9.4 \text{ min.}$$

Y el cálculo del ciclo para la bomba chica es:

$$t = t_r + t_{II} = 5.57 + 9.4 = 14.97 \text{ min.} \approx 15 \text{ min}$$

Cálculo del tirante para la bomba con capacidad de bombeo 10 L/s:

Proponiendo una sección (en planta) de 3.0 m por 2.5 m, se tiene un área de 7.5 m², por lo tanto:

$$d = \frac{2.1}{7.5} = 0.28 \text{ m} = 28 \text{ cm}$$

El tiempo disponible para la bomba grande es:

t_d = tiempo máximo de retención – t_{II} de la bomba chica.

$$t_d = 60 \text{ min} - 9.4 \text{ min} = 50.6 \text{ min}$$

Si consideramos un tiempo de operación de la bomba de 10 minutos y el gasto máximo instantáneo es de 21.95 L/s, entonces:

$$Q_{bgrh} = 30 \text{ L/s} = 1800 \text{ L/min.}$$

$$Q_{ENT} = 21.95 \text{ L/s} = 1317 \text{ L/min.}$$

Se tiene:

$$V_R = 10(1800 - 1317) = 4830 \text{ L.} = 4.83 \text{ m}^3.$$

El volumen mínimo es:

$$V_{\min} = \frac{10(60)(30)}{4} = 4500 \text{ L} = 4.5 \text{ m}^3$$

Como $V_R > V_{\min}$ es correcto.

El volumen de la bomba grande (V_{30}) debe contener el volumen de retención de la bomba chica (V_5) que se ha acumulado, que es de 1.2 m^3 :

$$V_{DIF} = V_{30} - V_5 = 4.5 \text{ m}^3 - 2.1 \text{ m}^3 = 2.73 \text{ m}^3$$

Y este volumen diferencial tarda en llenarse (con la condición de flujo máximo instantáneo = 21.95 L/s):

$$t_{DIF} = \frac{V_{DIF}(1000)}{Q_{MAXINST.}} = \frac{2730L}{1317L/\text{min}} = 2.07 \text{ min}$$

Cálculo del ciclo para la bomba grande:

$$t_{BGR} = t_{II} + t_{VAC} = 10 + 2.07 = 12.07 \text{ min.}$$

Como 12.5 min es menor que los 53.33 min disponibles, el ciclo es correcto.

Cálculo del tirante para la bomba grande:

$$d = \frac{V_R = V_{DIF}}{\dot{A} \cdot \text{Cárcamo}} = \frac{2.73}{7.5} = 0.36 = 36 \text{ cm.}$$

7.4.3. CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE SUCCIÓN PARA AMBAS BOMBAS.

7.4.3.1. Para la bomba de 10 L/s .

Se propone una velocidad de 2.5 m/s

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{2.5\pi}} = \sqrt{\frac{4(0.01)}{2.5\pi}} = 0.07 \text{ m ó } 2.81''$$

Por lo que se decide tomar el diámetro comercial de $4''$, recalculando la velocidad tenemos:

$$\phi = 4'' \text{ ó } 0.1016 \text{ m.}$$
$$A = 0.0081 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01}{0.0081} = 1.2346 \text{ m/s}$$

7.4.3.2. Bomba de 30 L/s.

Se propone una velocidad de 2.5 m/s

$$d = \frac{4Q}{2.5\pi} = \frac{4(0.03)}{2.5\pi} = \mathbf{0.12 \text{ m ó } 4.86''}$$

Por lo que se decide tomar el diámetro comercial de 6", recalculando la velocidad tenemos:

$$\phi = 6'' \text{ ó } 0.1524 \text{ m.}$$

$$A = 0.0182 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.03}{0.0182} = 1.65 \text{ m/s}$$

7.4.4. CÁLCULO DE LA POTENCIA DEL EQUIPO DE BOMBEO.

Para determinar la potencia del equipo de bombeo, es necesario conocer para cada caso

7.4.4.1. BOMBA DE 10 L/s.

Cálculo de pérdidas por entrada.

Su cálculo se hará con los siguientes datos:

$$\phi = 8'' = 0.2032 \text{ m}$$

$$Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para calcular la carga de velocidad es necesario calcular primero el área y después utilizar la fórmula de continuidad para obtener el valor de la velocidad necesaria:

$$A = \frac{\pi(0.2032)^2}{4} = 0.0321 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0.01 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0321} = 0.31 \text{ m/s}$$

Luego, la carga de velocidad es:

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.31)^2}{2(9.81)} = 0.005 \text{ m}$$

Por lo que.

$$h_f = 0.2023 + \frac{5.6(0.01)}{2(9.81)(0.2023)^{1.5}} - 0.005 = 0.34 \text{ m}$$

hf = 0.34 m

Cálculo de pérdidas por la columna de succión.

Se tiene que:

$$k = \frac{10.3n^2}{D^3}$$

$$h_f = KLQ^2$$

Longitud de la columna de succión:

Tomando las cotas del plano No. 7. correspondiente al cárcamo de bombeo se tiene:

$$97.11 - 93.51 = 3.6 \text{ m}$$

El material será de acero con un coeficiente de rugosidad de $n = 0.014$ y el diámetro de la columna de succión es de 4" ó 0.1016 m entonces:

$$k = \frac{10.3(0.014)^2}{(0.1016)^3} = 399.63$$

Entonces:

$$h_f = 399.63 (3.6)(0.01)^2 = 0.14 \text{ m}$$

hf = 0.14 m

Pérdidas por piezas especiales en el tren de descarga,

Para calcular estas pérdidas, es necesario pasar la longitud de la pieza especial a un tramo recto de tubería. (Ver tabla 49)

Tabla 49) Longitudes equivalentes a pérdidas locales (expresados en metros de tubería rectilínea)*

diámetro	Longitudes equivalentes a pérdidas locales (expresados en metros de tubería rectilínea)*																				
	mm	in	CODO DE RADIO LARGO	CODO DE RADIO MEDIO	CODO DE RADIO CORTO	CODO 45°	CURVA 90° LARGO	CURVA 90° CORTO	CURVA 45°	ENTRADA NORMAL	ENTRADA DE BORDA	VALVULA DE COMPUESTA ABIERTA	VALVULA TIPO GLOBO ABIERTA	VALVULA DE ANGULO ABIERTA	TEE PÁSO DIRECTO	TEE SALIDA LATERAL	TEE SALIDA BILATERAL	VALVULA DE PIE	SALIDA DE TUBERIA	VALVULA DE RETENCIÓN TIPO LIVIANA	VALVULA DE RETENCIÓN TIPO PESADO
13	1/2	0.3	0.4	0.5	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.4	0.1	4.5	2.6	0.3	1.0	1.0	3.6	0.4	1.1	1.6
19	3/4	0.4	0.6	0.7	0.3	0.3	0.4	0.2	0.2	0.2	0.5	0.1	6.7	3.6	0.4	1.4	1.4	5.6	0.5	1.6	2.4
25	1	0.5	0.7	0.8	0.4	0.3	0.5	0.2	0.3	0.3	0.7	0.2	8.2	4.6	0.5	1.7	1.7	7.3	0.7	2.1	3.2
32	1 1/4	0.7	0.9	1.1	0.5	0.4	0.6	0.3	0.4	0.4	0.9	0.2	11.3	5.6	0.7	2.3	2.3	10.0	0.9	2.7	4.0
38	1 1/2	0.9	1.1	1.3	0.6	0.5	0.7	0.3	0.5	1.0	1.0	0.3	13.4	6.7	0.9	2.8	2.8	11.6	1.0	3.2	4.8
50	2	1.1	1.4	1.7	0.8	0.6	0.9	0.4	0.7	1.5	1.5	0.4	17.4	8.5	1.1	3.5	3.5	14.0	1.5	4.2	6.4
63	2 1/2	1.3	1.7	2.0	0.9	0.8	1.0	0.5	0.9	1.9	1.9	0.4	21.0	10.0	1.3	4.3	4.3	17.0	1.9	5.2	8.1
75	3	1.6	2.1	2.5	1.2	1.0	1.1	0.6	1.1	2.2	2.2	0.5	26.0	11.0	1.6	5.2	5.2	20.0	2.2	6.1	9.7
100	4	2.1	2.8	3.4	1.5	1.3	1.6	0.7	1.6	3.2	3.2	0.7	34.0	17.0	2.1	6.7	6.7	23.0	3.2	6.4	12.9
130	5	2.7	3.7	4.2	1.9	1.6	2.1	0.9	2.0	4.0	4.0	0.9	43.0	21.0	2.7	8.4	8.4	30.0	4.0	10.4	16.1
152	6	3.4	4.3	4.9	2.1	1.9	2.5	1.1	2.5	5.0	5.0	1.1	51.0	26.0	3.4	10.0	10.0	39.0	5.0	12.5	19.3
203	8	4.3	5.5	6.4	3.0	2.4	3.3	1.5	3.5	6.0	6.0	1.4	67.0	34.0	4.3	11.0	11.0	52.0	6.0	16.0	25.0
254	10	5.5	6.7	7.9	3.8	3.0	4.1	1.8	4.5	7.5	7.5	1.7	85.0	43.0	5.5	16.0	16.0	65.0	7.5	20.0	32.0
305	12	6.1	7.9	9.5	4.6	3.6	4.8	2.2	5.5	9.0	9.0	2.1	102.0	51.0	6.1	19.0	19.0	78.0	9.0	24.0	38.0
356	14	7.3	9.5	10.5	5.3	4.4	5.4	2.5	6.2	11.0	11.0	2.4	120.0	60.0	7.3	22.0	22.0	90.0	11.0	28.0	45.0

* Los valores indicados para válvulas tipo globo se aplican también a llaves para regaderas y válvulas o llaves de descarga.

El tren de descarga tiene las siguientes piezas especiales.

Tabla 50) Sumatoria de longitudes de tramo recto de tubería.

Válvula de Compuerta principal de acero fundido bridada para tubería de 4"	0.70
Válvula de Retención de acero fundido bridada para tubería de 4"	6.4
1 codo de 45° de acero al carbón para soldar de 4"	1.5
SUMATORIA	8.6 m

$$hf = KLQ^2$$

$$L = 8.6 \text{ m}$$

$$Q = 0.01 \text{ m}^3$$

$$K = 399.63$$

$$hf = 399.63 (8.6)(0.01)^2 = 0.34 \text{ m.}$$

$$hf = 0.34 \text{ m.}$$

Pérdidas por fricción en la línea.

De la memoria de cálculo de la línea de conducción se obtiene que: **hf = 0.14 m**

Pérdidas por piezas especiales en la línea.

Se considerará un 5% de las pérdidas por fricción en la línea de conducción.

$$hf = 0.05 (0.14) = 0.007 \text{ m}$$

$$hf = 0.007 \text{ m.}$$

Pérdidas por salida.

$$Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 0.0324 \text{ m}^2$$

$$V = 0.309 \text{ m/s}$$

$$hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.309)^2}{2(9.81)} = 0.005 \text{ m}$$

$$hf = 0.005 \text{ m.}$$

Desnivel topográfico.

Se obtendrá un tirante medio para determinar el nivel de succión utilizando las cotas del plano No. 8 del Anexo 1:

Nivel máximo de agua = 94.06

Nivel mínimo de agua = 93.51

$$\frac{94.06 - 93.51}{2} = 0.275m$$

Luego el nivel de succión será:

$$93.51 + 0.275 = 93.785$$

Y el nivel de descarga es 98.58, por lo que el desnivel topográfico es:

$$98.58 - 93.785 = 4.795 \text{ m}$$

Carga total a vencer.

Resumiendo, la carga total a vencer es:

Tabla 51) Carga total a vencer.

Pérdidas por entrada	0.340 m
Pérdidas en la columna de succión	0.140 m
Pérdidas por piezas especiales en el tren de descarga	0.340 m
Pérdidas por fricción en la línea.	0.140 m
Pérdidas por piezas especiales en la línea de conducción	0.007 m
Pérdidas por salida	0.005 m
Desnivel topográfico.	4.795 m
SUMATORIA	5.767 m

Potencia de la Bomba.

$$P = \frac{1000(0.01)(5.757)}{0.75(76)} = 1.01HP$$

Se necesita una bomba de **1.01 HP**

7.4.4.2. BOMBA DE 30 L/s

Cálculo de pérdidas por entrada.

De igual modo, su cálculo se hará con los siguientes datos:

$$\phi = 8'' = 0.2032\text{m}$$
$$Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para calcular la carga de velocidad es necesario calcular primero el área y después utilizar la fórmula de continuidad para obtener el valor de la velocidad necesaria:

$$A = \frac{\pi(0.2032)^2}{4} = 0.0321 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0.03 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0321} = 0.93 \text{ m/s}$$

Luego, la carga de velocidad es:

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.93)^2}{2(9.81)} = 0.044 \text{ m}$$

Por lo que.

$$h_f = 0.2032 + \frac{5.6(0.03)}{2(9.81)(0.2032)^{1.5}} - 0.044 = 0.57 \text{ m}$$

$$h_f = 0.57 \text{ m}$$

Cálculo de pérdidas por la columna de succión.

Longitud de la columna de succión será la misma que la anterior, es decir, 3.6 m, su diámetro es de 6" ó 0.1524, el material será de acero con un coeficiente de rugosidad de $n = 0.014$, por lo tanto:

$$k = \frac{10.3(0.014)^2}{(0.1524)^3} = 45.9734$$

Entonces:

$$hf = 45.9734 (3.6)(0.03)^2 = 0.15 \text{ m}$$

$$hf = 0.15 \text{ m}$$

Pérdidas por piezas especiales en el tren de descarga,

De la tabla 49, se obtienen las longitudes en m de tubería rectilínea.

El tren de descarga tiene las siguientes piezas especiales.

Tabla 52) Sumatoria de longitudes de tramos rectos de tubería.

Válvula de Compuerta principal de acero fundido bridada para tubería de 6"	1.1
Válvula de Retención de acero fundido bridada para tubería de 6"	12.5
1 codo de 45° de acero al carbón para soldar de 6"	2.1
SUMATORIA	15.7 m

$$hf = KLQ^2$$

$$L = 8.6 \text{ m}$$

$$Q = 0.01 \text{ m}^3$$

$$K = 45.9734$$

$$hf = 45.9734 (15.7)(0.03)^2 = 0.65 \text{ m.}$$

$$hf = 0.65 \text{ m.}$$

Pérdidas por fricción en la línea.

De la memoria de cálculo de la línea de conducción se obtiene que: **hf = 1.27 m**

Pérdidas por piezas especiales en la línea.

Se considerará un 5% de las pérdidas por fricción en la línea de conducción.

$$hf = 0.05 (1.18) = 0.0635 \text{ m}$$

$$hf = 0.0635 \text{ m.}$$

Pérdidas por salida.

$$Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$A = 0.0324 \text{ m}^2$$
$$V = 0.926 \text{ m/s}$$

$$hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.926)^2}{2(9.81)} = 0.044\text{m}$$

hf = 0.044 m.

Desnivel topográfico.

El desnivel topográfico ya calculado es de 3.895 m

Carga total a vencer.

Resumiendo, la carga total a vencer es:

Tabla 53) Carga Total a Vencer.

Pérdidas por entrada	0.570 m
Pérdidas en la columna de succión	0.150 m
Pérdidas por piezas especiales en el tren de descarga	0.650 m
Pérdidas por fricción en la línea.	1.270 m
Pérdidas por piezas especiales en la línea de conducción	0.063 m
Pérdidas por salida	0.044 m
Desnivel topográfico.	4.795 m
SUMATORIA	7.542 m

Potencia de la Bomba.

$$P = \frac{1000(0.03)(7.542)}{0.75(76)} = 3.97\text{HP}$$

Se necesita una bomba de **4 HP**

7.5. LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Para determinar el diámetro de la línea de conducción, se utilizará la fórmula de Dupuit:

$$\phi = 1.5 \sqrt{Q}$$

Donde:

ϕ = diámetro, in.

Q = gasto en l.p.s.

El gasto, es el máximo que ha de presentarse, es decir, el de 30 L/s. Entonces:

$$\phi = 1.5 \sqrt{30} = 8.21''.$$

Por lo que diámetro será de 8 pulgadas.

Dado que las bombas no operarán conjuntamente, se realizará el cálculo para cada una de ellas.

7.5.1. CONDUCCIÓN DE LA LÍNEA CON 10 L/s.

El material propuesto para la línea de conducción será de polietileno de alta densidad (PEAD) con una $n = 0.009$

Pérdidas por fricción.

$$H_f = K L Q^2$$

L = 320 m

Q = 0.01 m³/L

D = 8" ó 0.2032 m

$$k = \frac{10.3(0.009)^2}{16(0.2032)^3} = 4.0963$$

K = 4.0963

Entonces:

$$h_f = 4.0963(345)(0.01)^2 = 0.14 \text{ m}$$

$h_f = 0.14 \text{ m.}$

Pérdidas por piezas especiales en la línea.

Se considerará un 5% de las pérdidas por fricción en la línea de Conducción.

$$h_f = 0.05 (0.14) = 0.007 \text{ m}$$

$$h_f = 0.007 \text{ m.}$$

Carga de diseño de la tubería.

El cálculo del golpe de ariete se realiza con los siguientes datos:

$$V = 0.309 \text{ m/s}$$

$$E_a = 20\,670 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 20 \text{ cm.}$$

$$E_t = 105\,450 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 0.23 \text{ cm.}$$

$$h.g.a. = \frac{145(0.309)}{1 + \frac{(20670)(20)}{105450(0.23)}} = 10.55 \text{ m}$$

De esta sobrepresión se toma el 20%

$$10.55 (0.20) = 2.11 \text{ m}$$

Por lo que la carga de diseño de la tubería es de:

$$5.767 + 2.11 = 7.877 \text{ m}$$

Cálculo de la línea piezométrica.

La sumatoria del desnivel, el cual considera la longitud de la columna de succión más una altura de 88 cm para colocar la tubería casi en la superficie, respetando el relleno mínimo, las pérdidas por entrada, por fricción en la columna y por piezas especiales en el tren de descarga se restan al valor de la presión inicial:

$$5.767 - (4.48 + 0.34 + 0.14 + 0.34) = 0.47$$

El resultado, se suma al valor de la cota de terreno, para obtener el valor inicial de la cota piezométrica. Los valores subsecuentes de esta cota, se obtendrán restando el valor de la pendiente multiplicado por la longitud del tramo.

Cota inicial de la línea piezométrica.

$$99.09 + 0.47 = 99.56$$

Pendiente:

$$\frac{\text{Perdidas por fricción en la línea + Pérdidas por piezas especiales en la misma}}{\text{Longitud de la línea de conducción}}$$

$$\frac{0.14 + 0.007}{345} = 0.00043$$

Y se tiene:

Tabla 54) Cálculo de la Cota Piezométrica.

Cadenamiento	Cota de Terreno	Cota de Plantilla	Cota Piezométrica.
0+000.00	99.090	97.990	99.560
0+002.11	99.098	97.998	99.559
0+020.00	99.010	97.910	99.551
0+040.00	98.910	97.810	99.543
0+046.66	98.930	97.830	99.541
0+060.00	98.970	97.870	99.534
0+060.53	98.967	97.867	99.534
0+077.84	98.863	97.763	99.526
0+080.00	98.850	97.750	99.526
0+100.00	98.860	97.760	99.517
0+120.00	98.860	97.760	99.508
0+140.00	98.870	97.770	99.500
0+140.18	98.862	97.762	99.500
0+152.90	98.741	97.641	99.494
0+156.76	98.702	97.602	99.493
0+160.00	98.670	97.570	99.491
0+180.00	98.830	97.730	99.483
0+200.00	98.740	97.640	99.474
0+220.00	98.640	97.540	99.465
0+240.00	98.660	97.560	99.457

Cadenamiento	Cota de Terreno	Cota de Plantilla	Cota Piezométrica.
0+260.00	98.580	97.480	99.448
0+280.00	98.630	97.530	99.440
0+300.00	98.560	97.460	99.431
0+320.00	98.580	97.480	99.422
0+340.00	98.560	97.460	99.414
0+345.00	98.580	97.480	99.412

Tabla 54) Cálculo de la Cota Piezométrica (Continuación).

7.5.2. OPERACIÓN DE LA LÍNEA CON 30 L/s.

El material propuesto para la línea de conducción será de polietileno de alta densidad (PEAD) con una $n = 0.009$

Pérdidas por fricción.

$$hf = KLQ^2$$

$$L = 320 \text{ m}$$

$$Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{L}$$

$$D = 8'' \text{ ó } 0.2032 \text{ m}$$

$$K = 4.0963$$

Entonces:

$$hf = 4.0963(320)(0.03)^2 = 1.27 \text{ m}$$

$$hf = 1.27 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales en la línea.

Se considerará un 5% de las pérdidas por fricción en la línea de conducción.

$$hf = 0.05 (1.27) = 0.0635\text{m}$$

$$hf = 0.0635 \text{ m.}$$

Carga de diseño de la tubería.

El cálculo del golpe de ariete se realiza con los siguientes datos:

$$V = 0.926 \text{ m/s}$$

$$E_a = 20\,670 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 20 \text{ cm.}$$

$$E_t = 105\,450 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 0.23 \text{ cm.}$$

$$h.g.a. = \frac{145(0.926)}{1 + \frac{20670(20)}{105450(0.23)}} = 31.61m$$

De esta sobrepresión se toma el 20%

$$31.61 (0.20) = 6.322 \text{ m}$$

Por lo que la carga de diseño de la tubería es de:

$$7.542 + 6.322 = \mathbf{13.864 \text{ m}}$$

Cálculo de la línea piezométrica.

La sumatoria de del desnivel, el cual considera la longitud de la columna de succión más una altura de 88 cm para colocar la tubería casi en la superficie, respetando el relleno mínimo, las pérdidas por entrada, por fricción en la columna y por piezas especiales en el tren de descarga se restan al valor de la presión inicial:

$$7.542 - (4.48 + 0.57 + 0.15 + 0.65) = 1.692$$

De igual modo, el resultado, se suma al valor de la cota de terreno para obtener el valor inicial de la cota piezométrica. Los valores subsecuentes de esta cota, se obtendrán restando el valor de la pendiente multiplicado por la longitud del tramo.

Cota inicial de la línea piezométrica.

$$99.09 + 1.692 = 100.78$$

Pendiente:

Perdidas por fricción en la línea + Pérdidas por piezas especiales en la misma)
Longitud de la línea de conducción

$$\frac{1.27 + 0.0635}{345} = 0.0039$$

Se tiene:

Tabla 55) Cálculo de la Cota Piezométrica.

Cadenamiento	Cota de Terreno	Cota de Plantilla	Cota Piezométrica.
0+000.00	99.090	97.990	100.78
0+002.11	99.098	97.998	100.77
0+020.00	99.010	97.910	100.70
0+040.00	98.910	97.810	100.62
0+046.66	98.930	97.830	100.60
0+060.00	98.970	97.870	100.55
0+060.53	98.967	97.867	100.54
0+077.84	98.863	97.763	100.48
0+080.00	98.850	97.750	100.47
0+100.00	98.860	97.760	100.39
0+120.00	98.860	97.760	100.31
0+140.00	98.870	97.770	100.23
0+140.18	98.862	97.762	100.23
0+152.90	98.741	97.641	100.18
0+156.76	98.702	97.602	100.17
0+160.00	98.670	97.570	100.16
0+180.00	98.830	97.730	100.08
0+200.00	98.740	97.640	100.00
0+220.00	98.640	97.540	99.92
0+240.00	98.660	97.560	99.84
0+260.00	98.580	97.480	99.77
0+280.00	98.630	97.530	99.69
0+300.00	98.560	97.460	99.61
0+320.00	98.580	97.480	99.53
0+340.00	98.560	97.460	99.45
0+345.00	98.580	97.480	99.43

7.5.3. CANTIDADES DE OBRA.

Tabla 56) Cálculo de las cantidades de obra

Volumen Total de Excavación (m ³)	Volumen Total de Material de Relleno (m ³)	Volumen Total de Plantilla (m ³)
269.10	190.64	2.24

Ver sección constructiva en el plano No. 08 del anexo 1

7.6. HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO HORIZONTAL SUBSUPERFICIAL.

7.6.1. DETERMINACIÓN DEL ÁREA DEL HUMEDAL EN FUNCIÓN DE LA REMOCIÓN DE LA DBO₅. CONDICIÓN ACTUAL.

Como se mencionó en el capítulo 6 en el apartado del balance de materia, los análisis indican un valor de 28 mg/L de DBO₅, esto indica que el proceso de depuración del agua residual se ha iniciado ya, y por lo tanto la materia orgánica ha comenzado a degradarse. Una causa de lo anterior, es el estado de la red de alcantarillado, en especial el colector principal del cual se conoce el perfil y que se presenta una copia en el anexo I plano 12. Dicho perfil muestra dos zonas con contrapendiente en donde se almacena agua residual, estos dos tapones pueden simular el funcionamiento de un tratamiento anaerobio como el que se lleva a cabo en un tanque Imhoff reduciendo la cantidad de materia orgánica degradable, por lo cual, para obtener un dato teórico de la DBO₅ que se presentaría si no existieran estas condiciones se utilizarán las siguientes relaciones ⁽³³⁾:

$$\frac{DQO}{BDBO_{ij}} = 1.14$$

La DQO = 272.08 mg/L, entonces:

$$DBO_U = 1.14 (272) = 310.17 \text{ mg/L.}$$

Como DBO_U = 1.46 DBO₅, se tiene:

$$DBO_5 = \frac{310.17}{1.46} = 212.45 \text{ mg/L} = 213 \text{ mg/L}$$

Tabla 57) Datos

DBO₅ INFLUENTE	213 mg/L
DBO₅ efluente	20 mg/L
SST Influyente	39.5 mg/L
SST Efluente	20 mg/L
Caudal	147 m ³ /día
Medio	Grava media de 25 mm
n (Tabla 3 Cap. 4)	0.38
Vegetación	Carrizos
Profundidad del Humedal	60 cm
Temperatura crítica en el invierno	9.5 °C
Temperatura del agua a la entrada	16.5 °C

Se asume una temperatura del agua de diseño en el humedal de 16°C. Utilizando las ecuaciones propuestas por la EPA:

$$K_{20} = 1.104 \text{ d}^{-1}$$

$$K_T = K_{20} (1.06)^{(T-20)}$$

$$As = \frac{Q(\ln Co - \ln Ce)}{K_T \cdot yn}$$

Se tiene:

$$K_T = 1.104(1.06)^{(16-20)} = 0.8745$$

$$As = \frac{147(\ln 213 - \ln 20)}{(0.8745)(0.6)(0.38)} = 1744.04 \text{ m}^2$$

El tiempo de retención hidráulica es:

$$TRH = \frac{Asyn}{Q} = \frac{(1744.04)(0.60)(0.38)}{147} = 2.7 \text{ dias}$$

7.6.1.1. VERIFICACIÓN DEL ÁREA POR TEMPERATURA

Para el cálculo de la temperatura promedio del agua (T_w), se asume una capa de residuos vegetales de 15 cm y una capa de grava más gruesa (80 mm) que cubre el humedal y se obtiene el coeficiente de transferencia de calor U definido por la expresión:

$$U = \frac{1}{\left(\frac{y_1}{k_1}\right) + \left(\frac{y_2}{k_2}\right) + \left(\frac{y_3}{k_3}\right) + \left(\frac{y_4}{k_4}\right)}$$

Donde:

U = coeficiente de transferencia de calor, (w/m^2)
 $k(1-n)$ = Conductividad de las capas de 1 a n, $(w/m^{\circ}C)$
 $y(1-n)$ = espesor de las capas de 1 a n, (m)

Los valores de k , se obtienen de la tabla 58)

Tabla 58) Conductividad Térmica de los Componentes de un Humedal de Flujo Subsuperficial.

material	k (w/°C)
Aire (sin convección)	0.024
Nieve (nueva o suelta)	0.080
Nieve (de largo tiempo)	0.230
Hielo (a 0°C)	2.210
Agua (a 0°C)	0.580
Capa de restos de Vegetación	0.050
Grava seca (25% de humedad)	1.500
Grava saturada	2.000
Suelo seco	0.080

Entonces:

$$U = \frac{1}{\left(\frac{0.15}{0.05}\right) + \left(\frac{0.08}{1.5}\right) + \left(\frac{0.6}{2.0}\right)} = 0.30$$

Ahora, se calcula el cambio de temperatura T_c con la siguiente ecuación:

$$T_c = \frac{q_L}{q_G}$$

Donde:

T_c = Cambio de temperatura en °C.,

q_L = Energía perdida vía conducción en la atmósfera. En J

q_G = Energía ganada por el agua en J/°C

Luego:

$$q_L = (T_o - T_a)(U)\sigma(As)t$$

Donde:

q_L = Energía perdida vía conducción en la atmósfera. En J

T_o = Temperatura del agua que entra al humedal. En °C

T_a = Temperatura promedio del aire durante el periodo considerado. En °C

U = coeficiente de transferencia de calor a la superficie del lecho del humedal. En (w/m²).

σ = Factor de conversión 86 400 s/d

As = Área superficial del humedal. En m².

t = Tiempo de residencia hidráulica en el humedal.

Y también:

$$q_G = (Cp)(\delta)(As)(y)(n).$$

Donde.

q_G = Energía ganada por el agua en J/°C.

Cp = Capacidad de calor específico en el agua en J/Kg°C.

δ = Densidad del agua en Kg/m³.

As = Área superficial del humedal. En m².

y = Profundidad del agua en el humedal.

n = Porosidad del humedal.

Entonces:

$$T_c = \frac{(T_o - T_a)U\sigma}{Cp(\delta)(y)(n)} = \frac{(16.5 - 9.5)(0.30)(86400)(2.7)}{(4215)(1000)(0.38)(0.6)} = 0.51^\circ\text{C}$$

Se calcula la temperatura del efluente.

$$T_e = 16.5 - 0.51 = 15.99^\circ\text{C}.$$

Y por último la temperatura promedio del agua es:

$$T_w = \frac{T_o - T_e}{2} = \frac{16.5 - 15.99}{2} = 16.25^\circ\text{C}$$

El valor asumido inicialmente fue de 16°C y la temperatura calculada fue de 16.25°C , por lo tanto, el diseño es correcto. De no haber ocurrido lo anterior, hubiera sido necesario realizar nuevas iteraciones en los cálculos del área y tiempo de retención hidráulico, hasta que ambas temperaturas casi coincidieran.

Ahora se divide el gasto y el área en 4 celdas iguales de 436.01 m^2 cada una, y se determina la relación ancho largo con la ecuación 53 del capítulo 4, tomando el valor de $K_s = 10000$ de la tabla 3 del mismo capítulo y m se propone de 1%:

$$w = \frac{1}{y} \left(\frac{QAs}{mK_s} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0.60} \left(\frac{36.75(436.01)}{0.01(10000)} \right)^{\frac{1}{2}} = 21.10 \text{ m (Ancho mínimo)}$$

Se propone un ancho de 40 m.

Luego:

$$L = \frac{436.01}{40} = 10.9 \approx 11 \text{ m}$$

Recalculando para obtener la pendiente real del fondo del lecho se tiene:

$$m = \frac{QAS}{(wy)^2 K_s} = \frac{(36.75)(440)}{(40(0.6))^2 (10000)} = 0.003 \text{ es decir } 0.30\%$$

7.6.1.2. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE SST.

Para obtener el porcentaje de remoción de sólidos suspendidos totales, es necesario calcular la carga hidráulica (CH) en el humedal:

$$CH = \frac{Q}{As} (100) = \frac{36.75m^3/d}{440m^2} (100) = 8.35 \frac{cm}{día}$$

Mediante la siguiente expresión se obtiene el porcentaje de remoción en humedales de flujo subsuperficial.

$$Ce = (Co)(0.01058 + 0.0011(CH))$$

Donde:

Ce = Concentración en el efluente. En mg/L
Co = Concentración en el influente. En mg/L
CH = Carga Hidráulica. En cm/día.

$$Ce = (39.5)(0.01058 + 0.0011(8.35)) = 0.78 \text{ mg/L}$$

Es decir, se obtiene una eficiencia de remoción del 98%

7.6.2. DETERMINACIÓN DEL ÁREA DEL HUMEDAL EN FUNCIÓN DE LA REMOCIÓN DE LA DBO₅. CONDICIÓN FUTURA.

Repitiendo el cálculo de área necesaria para la condición futura, se tiene:

$$K_T = 1.104(1.06)^{(16-20)} = 0.8745$$
$$As = \frac{187.15(\ln 213 - \ln 20)}{(0.8745)(0.6)(0.38)} = 2220.39m^2$$

El tiempo de retención hidráulica es:

$$TRH = \frac{Asyn}{Q} = \frac{(2220.39)(0.60)(0.38)}{187.15} = 2.7 \text{ días}$$

Se dispone ya de 4 celdas de 40 X 11 m, es decir un área total de: 1760 m². Por lo que para completar el área restante, se propone una celda más de 42.00 m X 11.00 m. El tiempo de retención en esta celda sería de:

$$TRH = \frac{(462)(0.60)(0.38)}{37.43} = 2.8.dias$$

CAPÍTULO 8.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Como se pudo observar una de las grandes problemáticas para realizar este trabajo fue el cuantificar el agua residual generada en la institución, tanto por la escasez de datos oficiales, como por la condición de las instalaciones, así que es recomendable efectuar un estudio técnico de la situación general de la red de alcantarillado, ya que con ello, además de conocer los datos reales del gasto de aguas negras, se puede elaborar un programa de restauración y mantenimiento adecuados para la misma. Además, de ser posible, ha de separarse el alcantarillado en pluvial y sanitario, ya que dicha medida permitirá un aprovechamiento efectivo del agua de lluvia y un eficiente tratamiento del agua residual.

Si la planta de tratamiento se llega a construir, al menos se requerirá de la reparación del tramo del Pozo 01 al Pozo 00, ya que éste servirá de aliviadero cuando se presenten lluvias intensas que saturen la capacidad del emisor.

Cabe mencionar, que si se hacen actividades de nivelación de la red, se modificarán las cotas expuestas en este trabajo. La profundidad a la que se encuentra el emisor y las estructuras de pretratamiento, está regida por la cota de plantilla de salida del pozo 01.

La ubicación de la planta se determinó tomando en cuenta los proyectos de construcción de nuevos edificios a futuro, la situación actual de la red de distribución de agua potable y la red de alcantarillado, zonas asfaltadas, etc.

En comparación con otros tipos de sistemas de tratamiento de aguas residuales, los humedales artificiales resultan de menor costo de construcción, operación y mantenimiento. No requieren de mano de obra calificada y su eficiencia de remoción en distintos parámetros es superior al de los sistemas convencionales. Lo anterior se refuerza con dos tablas comparativas que se presentan a continuación.

Aunado a lo anterior, los humedales pueden soportar períodos en los que la cantidad de agua no sea tan abundante como lo será en el caso de los períodos vacacionales.

El beneficio adicional al tratamiento de las aguas negras de la ENEP Aragón, será que el humedal proporcionará un apoyo a la docencia y la investigación multidisciplinaria. La primera, porque se contará con un laboratorio a gran escala donde toda la comunidad podrá observar el proceso de tratamiento. Y en la segunda, se pueden realizar estudios de la eficiencia del sistema, buscar el modo de aprovechar las plantas que sean cosechadas, ya sea como abono a otras zonas o bien como materia prima, generando proyectos de tesis de licenciatura e incluso postgrado.

Se señala también que esta tecnología es la más reciente utilizada a nivel nacional, ya que en todo el territorio Nacional se cuenta con sólo 4 plantas operadas por la Comisión Nacional del Agua, y existen algunas más operadas por particulares.

Tabla 59) Comparación entre los sistemas de lodos activados y lagunares, con respecto a los humedales artificiales ⁽⁴⁾

	SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS	SISTEMAS LAGUNARES	HUMEDALES ARTIFICIALES
Costos de construcción	Generados por la tecnología, sistemas de control operacional y sistemas electrónicos necesarios (Röthlisberger, 1996) De \$1.46 a \$ 1.75 USD por miles de galones para grandes ciudades, en general de \$ 2.50 a \$ 3.00 USD por miles de galones (Gillete, 1996)	Generados por la excavación y revestimiento de los tajudes de las paredes que los forman (Foidl, 1997)	Equivalentes a los ocasionados por la remodelación de plantas convencionales. En <u>sistemas de flujo subsuperficial</u> . Del 25% al 75% del tratamiento convencional (Cooper y Boon, 1986) \$0.10 a \$0.15 por miles de galones (Gillete, 1996). En <u>sistemas de flujo superficial</u> . Del 10 al 50% del costo del tratamiento convencional. (Hammer, 1993).
Costos de operación y mantenimiento	Costo intensivo. Se incrementa constantemente por el aumento de sueldos del personal, costos generados por el consumo de reactivos, energía y de mantenimiento de los sistemas. (Röthlisberger, 1996)	Bajo costo de operación y mantenimiento. (Moreno, 1991)	Bajo costos, permanecen estables con el paso del tiempo, corresponden aproximadamente del 10% al 25% del tratamiento convencional. (Cooper y Boon, 1986) Para humedales de flujo superficial puede ser de \$50 a \$60 USD ha/año.

Tabla 59) Comparación entre los sistemas de lodos activados y lagunares, con respecto a los humedales artificiales (Continuación).⁽⁴⁾

	SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS	SISTEMAS LAGUNARES	HUMEDALES ARTIFICIALES
Requerimientos de terreno por población específica	0.5 a 1.5 m ² (Röthlisberger, 1996)	2.0 a 2.5 m ² (Foidl, 1997)	Desde 1.5 m ² (en países latinoamericanos) a 6 m ² (en Europa y Norteamérica)(Foidl, 1997; Haberl, 1997)
Drenaje	Centralizado. Colectores largos hacia las plantas de tratamiento. El agua tratada es descargada a ríos o corrientes de agua lejanos del lugar donde se generó el proceso, lo que provoca que el agua subterránea no sea regenerada (Röthlisberger, 1996)	Centralizado. Se requiere ubicar sistemas lagunares a una distancia mínima con respecto a las zonas pobladas (Foidl, 1997)	Descentralizado aunque también puede ser centralizado. Colectores cortos. No requiere ser ubicado a una distancia mínima con respecto de las áreas pobladas. El agua tratada permanece en la región (Röthlisberger, 1996, Foidl, 1997)
Integración al paisaje	Cuerpos extraños al paisaje, gran cantidad de concreto, acero y superficies secas. Ruidos extraños provenientes del sistema. (Röthlisberger, 1996)	Presencia de materia en suspensión en el efluente como son algas y fitoplancton (Moreno, 1991). Presencia de mosquitos y malos olores. (Foidl, 1997)	Cercano a lo natural y topográficamente justificado, santuario para aves, insectos y pequeñas formas de vida. (Röthlisberger, 1996)
Consumo de energía	Gran consumo de energía por los diferentes equipos involucrados. (Metcalf & Eddy, 1996; Röthlisberger, 1996)	Necesita luz solar y la acción del viento para su correcto funcionamiento por lo que la eficiencia de purificación varía de verano a invierno.	Menor consumo de energía. No le afectan los cambios de clima y el oxígeno es administrado por las plantas (Röthlisberger, 1996) La eficiencia de purificación no varía con el clima.

Tabla 59) Comparación entre los sistemas de lodos activados y lagunares, con respecto a los humedales artificiales (Continuación).⁽⁴⁾

	SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS	SISTEMAS LAGUNARES	HUMEDALES ARTIFICIALES
Evaporación del agua residual	Evaporación negativa, ya que la precipitación a los estanques de tratamiento es mayor que el agua evaporada. (Röthlisberger, 1996)	Perdidas considerables de agua por evaporación, lo que ocasiona la salinización de las aguas y en consecuencia no se puede utilizar como agua de riego. (Moreno, 1991)	Alta evaporación en las hojas y tallos de las plantas, por lo que parte del agua residual se evapora ayudando al microclima del sistema. En climas moderados la precipitación es de 110 cm/año y la evaporación puede llegar a ser de 160 a 180 cm/año. (Röthlisberger, 1996)
Adaptabilidad a variaciones	Poco adaptable (especialmente el paso biológico) a cambios en la concentración y consistencia del agua residual) (Röthlisberger, 1996)	Flexibilidad en el tratamiento de puntas de carga y caudal por períodos cortos (Moreno, 1991).	Gran adaptabilidad generada por la compleja interacción del suelo, bacterias, agua y oxígeno. (Röthlisberger, 1996, Foidl, 1997)
Tiempo de demanda de trabajo	Muy alto, se requiere de un monitoreo constante. (Röthlisberger, 1996)	Menor que en el tratamiento convencional pero mayor que en los humedales. (Moreno, 1991)	Bajo, no necesita un monitoreo constante aproximadamente de 1 a 8 horas por semana (Röthlisberger, 1996)
Lodos	Se genera doble cantidad de lodos que en los humedales artificiales. Esto es porque en el paso biológico solo se degrada el 45% de la carga orgánica del agua residual, por lo que para obtener el 90%, el remanente es removido en forma de lodos. (Röthlisberger, 1996)	Los lodos generados se van acumulando en el fondo de la laguna (Moreno, 1991)	Solo se generan lodos primarios que son degradados fácilmente por microorganismos. No se requiere introducir oxígeno, torres de lodos, drenajes técnicos o procesos de estabilización de lodos. (Röthlisberger, 1996)

Tabla comparativa entre los sistemas de lodos activados y lagunares, con respecto a los humedales artificiales (Continuación).⁽⁴⁾

	SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS	SISTEMAS LAGUNARES	HUMEDALES ARTIFICIALES
Disposición de lodos	<p>La disposición se realiza por tres métodos:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Colocación en depósitos. 2) Aplicación a la agricultura. Originando la contaminación de los suelos por metales pesados y agentes reactivos industriales. Estos a su vez contaminan los alimentos y las aguas subterráneas ocasionando costos en el sector de la salud pública y la reducción del espacio para la siembra. 3) Quema de lodos. 	<p>La generación de lodos tiene lugar en mayor proporción en las lagunas anaerobias. En estas se acumulan los lodos en un período de 3 a 6 años antes de que sea necesario su vaciado y limpieza. Debido al largo período de almacenamiento, los lodos resultantes presentan un alto grado de mineralización del 80 al 85%. (Moreno, 1991)</p>	<p>Sólo se generan lodos en el tratamiento primario, los cuales pueden ser depositados en una pileta de mampostería con un canal de desagüe hacia el humedal. El lodo se puede almacenar por un año obteniéndose una buena descomposición y estabilización del mismo (Foidl, 1997). Existe la posibilidad de unir el tratamiento del agua residual cruda y la de los lodos en el mismo sistema.</p>

Tabla 60) Comparación del porcentaje de remoción de contaminantes logrados por los humedales artificiales y otros sistemas convencionales.⁽⁴⁾

TIPO DE TRATAMIENTO.	REDUCCIÓN EN %		
	DBO	Sólidos	Bacterias
Tamices finos	5 - 10	5 - 20	10 - 20
Cloración de desagües decantados	15 - 30	-----	90 - 95
Pileta de decantación	25 - 40	40 - 70	25 - 75
Pileta de floculación química.	40 - 50	50 - 70	-----
Lecho percolador (carga alta)	65 - 90	65 - 92	70 - 90
Lecho percolador (carga baja)	80 - 95	70 - 92	90 - 95
Lodos activados (carga alta)	50 - 70	80	70 - 90
Lodos activados (carga baja)	85 - 90	85 - 90	90 - 98
Cloración de desagües biológicamente tratados	-----	-----	-----
Biodiscos	92	90	99
Lagunas de oxidación	72	77	99.9
Riego	95 - 98	95 - 99	99
Infiltración Rápida	90 - 95	95 - 98	98 - 99
Escorrentía superficial	85 - 90	80 - 90	80 - 98
Filtros de suelos	90 - 95	85 - 90	95 - 99.9
HUMEDALES ARTIFICIALES	90 - 95	85 - 90	98 - 99.9

BIBLIOGRAFÍA

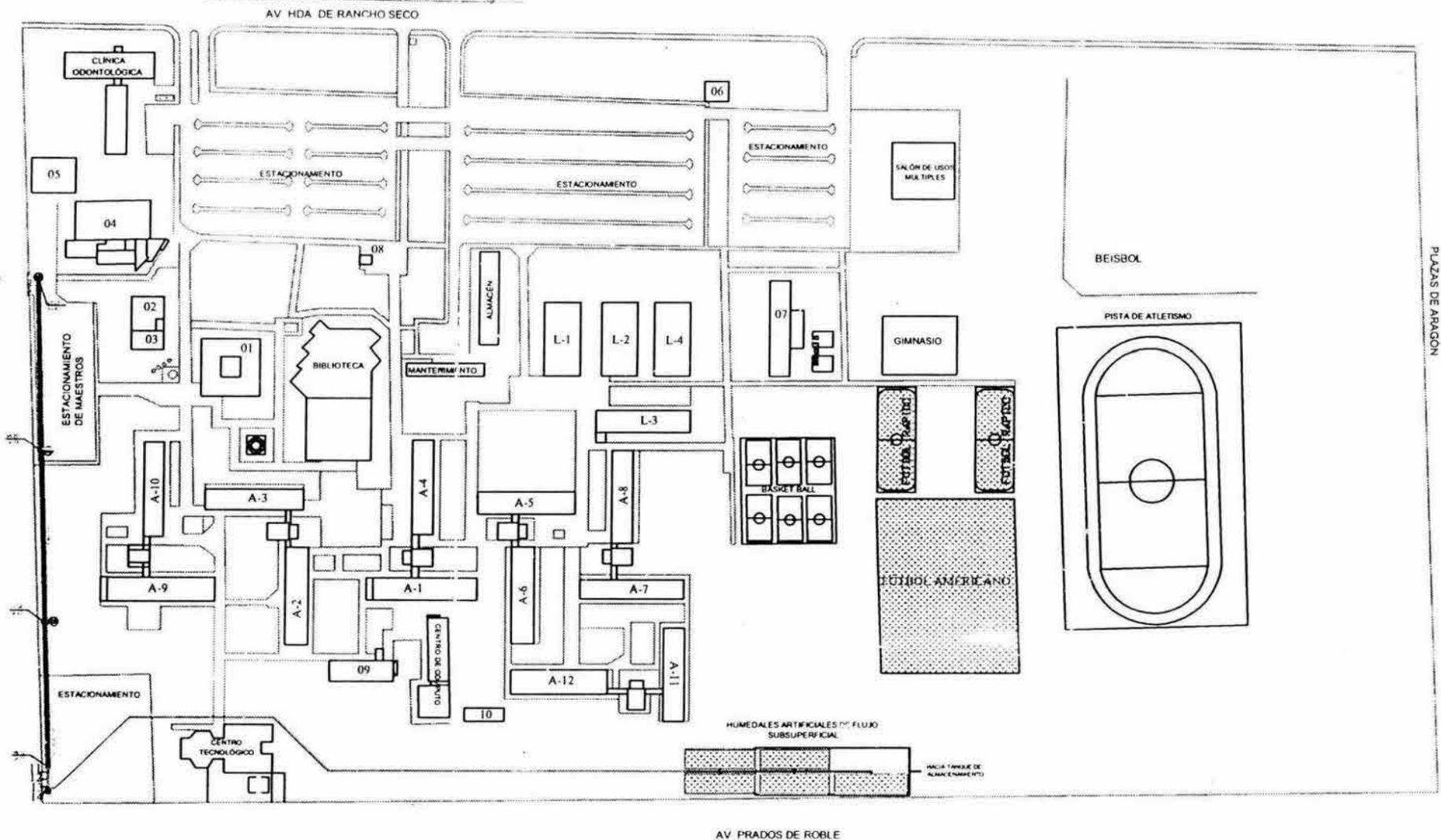
- (1) **METCALF & EDDY.** WASTEWATER ENGINEERING. Treatment, disposal and reuse. Singapore: McGraw Hill. Third edition. 1991.
- (2) **ESCALANTE,** Violeta, et al. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE PROCESOS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO. México D. F.: Instituto Mexicano de tecnología del Agua. Comisión Nacional del Agua. 2000.
- (3) **COLLI. M. J.** MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO. Libro II Proyecto 3ª Sección: Potabilización y Tratamiento. Tema: TRATAMIENTO. Subtema: LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec. Morelos. 1994
- (4) **LUNA-PABELLO,** Víctor M. et al, ESTADO DEL ARTE Y PERSPECTIVAS DE APLICACIÓN DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO HORIZONTAL EN MÉXICO. Serie: Tratamiento Biológico de Aguas Residuales. Facultad de Química. Departamento de Ingeniería Química. México DF.: UNAM. 2000.
- (5) LOS HUMEDALES ARTIFICIALES COMO TRATAMIENTO TERCIARIO DE BAJO COSTE EN LA DEPURACIÓN DE AGUAS URBANAS.
<http://www.gem.es/materiales/document/document/g01/d01203/d01203.htm>
- (6) **SEOÁNEZ,** Mariano. AGUAS RESIDUALES: TRATAMIENTO POR HUMEDALES ARTIFICIALES. Fundamentos científicos. Tecnologías. Diseño. España: Ediciones Mundi – Prensa. 1999.
- (7) **CRITES & TCHOBANOGLOUS.** TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. En pequeñas poblaciones. Traducción: Millar Camargo. Colombia: Ed. MacGraw Hill. 2000.
- (8) **ROMERO,** Jairo A. TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. Teoría y principios de diseño. Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 1999
- (9) Palomar College. Species of Lemnaceae in Western North America.
<http://waynesword.palomar.edu/1spplist.htm>

- (10) Elodea Canadensis.
http://www.dnr.state.md.us/bay/sav/key/e_can_final.html
- (11) **HERNÁNDEZ**, Armando. Et al. DISEÑO Y DIAGNÓSTICO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE LECHOS DE PLANTAS ACUÁTICAS (Wetlands). Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec Morelos. 1999
- (12) Instituto Nacional de Geografía y Estadística.
<http://www.inegi.gob.mx>
- (13) Cuaderno estadístico de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México edición 2001. México: INEGI 2001.245 Págs.
- (14) Centro Tecnológico Aragón. Laboratorio de Estudios Ambientales. Estación Meteorológica.
- (15) **NÁJERA**, Rita Yolanda. Tesis. CENTRO TECNOLÓGICO ARAGÓN. México: UNAM. ENEP Aragón.1998. 236 Págs.
- (16) E. N. E. P. Aragón: www.aragon.unam.mx
- (17) **GONZÁLEZ**, Edgard. Tesis. EVALUACIÓN DE RIESGOS EN CONDICIONES DE SEGURIDAD EN LAS INSTALACIONES DE LA E. N. E. P. ARAGÓN ANTE LA PRESENCIA DE UN FENÓMENO DESTRUCTIVO. México: UNAM ENEP Aragón. 2003, 350 Págs.
- (18) **PADILLA**, J. David. Tesis. "CENTRO DE INVESTIGACIONES TECNOLÓGICAS EN LA E. N. E. P. ARAGÓN. México: UNAM ENEP Aragón. 1993. 194 Págs.
- (19) Norma Oficial Mexicana **NOM-003-ECOL-1997** Que establece los Límites Máximos Permisibles de Contaminantes para las Aguas Residuales Tratadas que se Reusen en Servicios al Público. Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de enero de 1998.
- (20) Norma Oficial Mexicana **NOM-001-ECOL-1996**, Que establece los Límites Máximos Permisibles de Contaminantes en las Descargas de Aguas Residuales en Aguas y Bienes Nacionales. Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 24 de junio de 1996.

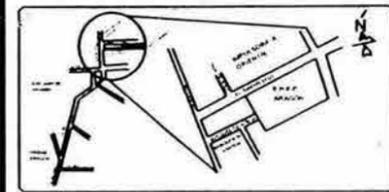
- (21) PROYECTO EJECUTIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PATA LA POBLACIÓN DE CUITZEO., MICHOACÁN. México: CNA.
- (22) **SÁNCHEZ**, Araceli. PROYECTO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO. México: Instituto Politécnico Nacional.1995. 177 Págs.
- (23) **CAMPUZANO**, Gregorio, Miranda José y Rodríguez Raymundo. Tesis. ESTUDIOS DE CARACTERIZACIÓN Y APROVECHAMIENTO EFICIENTES DE LAS AGUAS RESIDUALES GENERADAS EN LA E.N.E.P. ARAGÓN. México: UNAM ENEP Aragón 2003. 244 Págs.
- (24) LINEAMIENTOS TÉCNICOS PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO. Segunda Edición. México:Comisión Nacional del Agua. 1994.
- (25) **DE LOS RÍOS**, Julio César. AFORO DE COLECTORES, MÉTODO DE MEDICIÓN MANUAL (NO INSTRUMENTAL. Perú.
<http://www.geocities.com/jdelosri/aforo1.pdf>.
- (26) **MORGAN**, Rafael. APUNTES DE LA ASIGNATURA DE ALCANTARILLADO. México: E. N. E. P. Aragón.
- (27) **LÓPEZ**. Pedro. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN Y ELIMINACIÓN DE EXCRETAS. México: Ed. Alfa – Omega. 2002. 298 Págs.
- (28) SISTEMAS ALTERNATIVOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y LODOS PRODUCIDOS. Libro II. México: Comisión Nacional del Agua.1994.
- (29) **RAMÍREZ**, Clementina. TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES. México: Universidad Autónoma Metropolitana. 1992. 203 Págs.
- (30) **UNDA**, Francisco. INGENIERÍA SANITARIA APLICADA A SANEAMIENTO Y SALUD PÚBLICA. Quinta reimpresión. México: Editorial Limusa. Grupo Noriega Editores. 2002. 968 Págs.
- (31) **KING**, Horace. Traducido y adaptado al sistema métrico decimal por: Santiago Alonso. MANUAL DE HIDRÁULICA. México: Unión Tipográfica Editorial Hispano Americana. 1981. 536 Págs.
- (32) **RAMALHO**, Rubens.S. Traducido por Domingo Jiménez Beltrán, Federico de Lora y Rubens Sette Ramalho. TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. España: Editorial Reverté. 1996. 705 Págs.

- (33) **RONZANO**, Eduardo y José Luis Dapena. TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE LAS AGUAS RESIDUALES. Madrid, España: Ediciones Días de Santos. 2002. 511 Págs.
- (34) **ORTIZ**, Juan Carlos. Tesis. PROYECTOS TIPO PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN PUERTOS INDUSTRIALES Y ZONAS HABITACIONALES. México: UNAM ENEP Aragón. 1994. 86 Págs.

ANEXOS



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



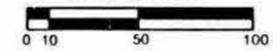
SIMBOLOGÍA

	Embarcadero		Línea por gravedad de agua residual de "EAC"
	Cota de terreno		Diámetro (cm) Longitud (m) Pendiente (%)
	Cota de planta		Tubería de recolección del edificio
	Línea de conducción de Agua Residual "A" de P.E.A.U.		Tubería de distribución del edificio
	VEGETACIÓN DEL HUMEDAL		

DESCRIPCIÓN DE EDIFICIOS Y ESTRUCTURAS DE PRETRATAMIENTO.

- 01 EDIFICIO DE GOBIERNO
- 02 COMEDOR DE ALUMNOS
- 03 SERVICIOS MÉDICOS
- 04 CENTRO DE EXTENSIÓN UNIVERSITARIA
- 05 ESTACIONAMIENTO BAJO TECHO
- 06 BASURERO
- 07 BAROS Y VESTIDORES
- 08 PUESTO DE COCINA
- 09 CENTRO DE LENGUAS EXTRANJERAS
- 10 CUBÍCULO DE PROFESORES DE ASIGNATURA
- 11 REJILLAS
- 12 CANAL DESARENADOR
- 13 MEDIDOR PARSHALL
- 14 CÁNCAMO DE BOMBEO

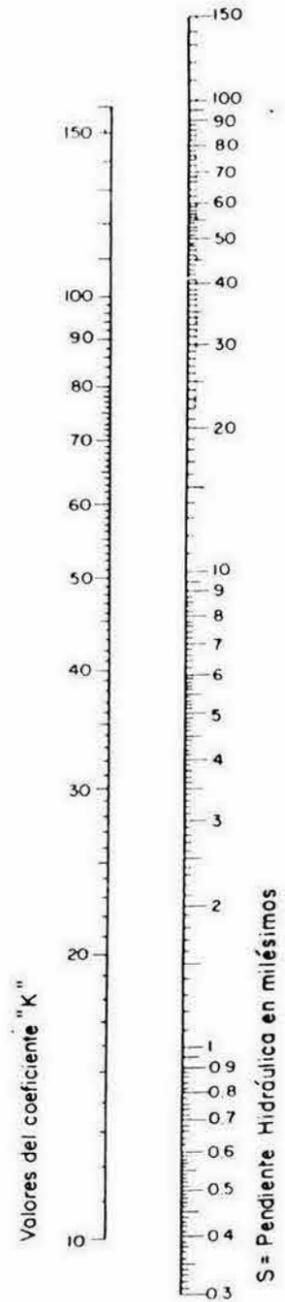
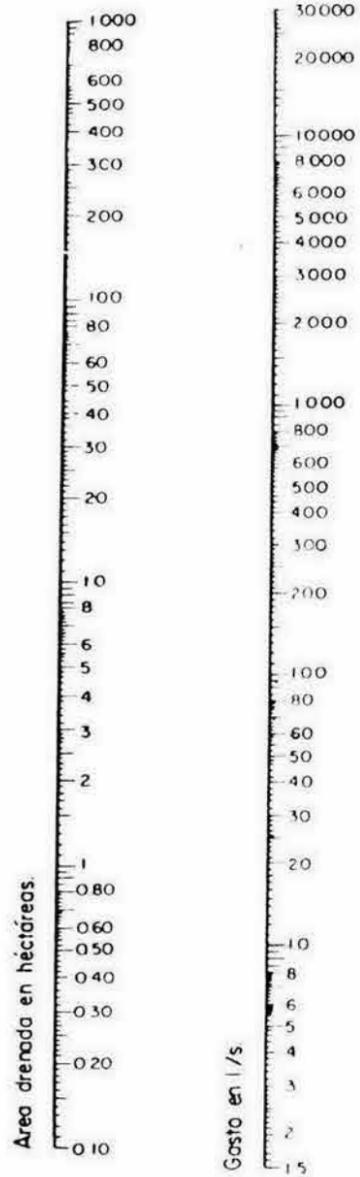
ESCALA 1:1000



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 E. N. E. P. ARAGÓN.
TESIS DE LICENCIATURA
INGENIERÍA CIVIL

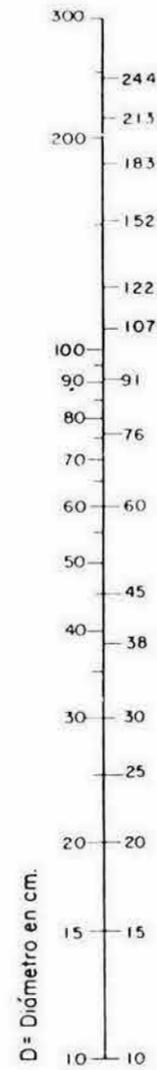
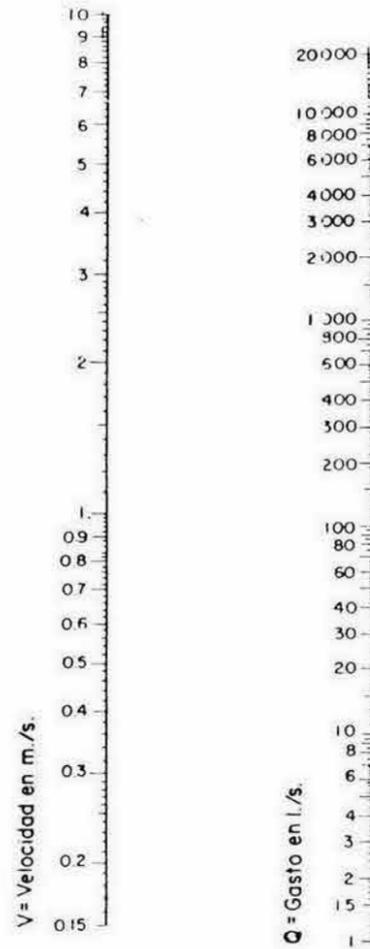
UBICACIÓN DE ESTRUCTURAS QUE CONFORMAN EL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LA E. N. E. P. ARAGÓN

$$Q = KA^{3/4}$$

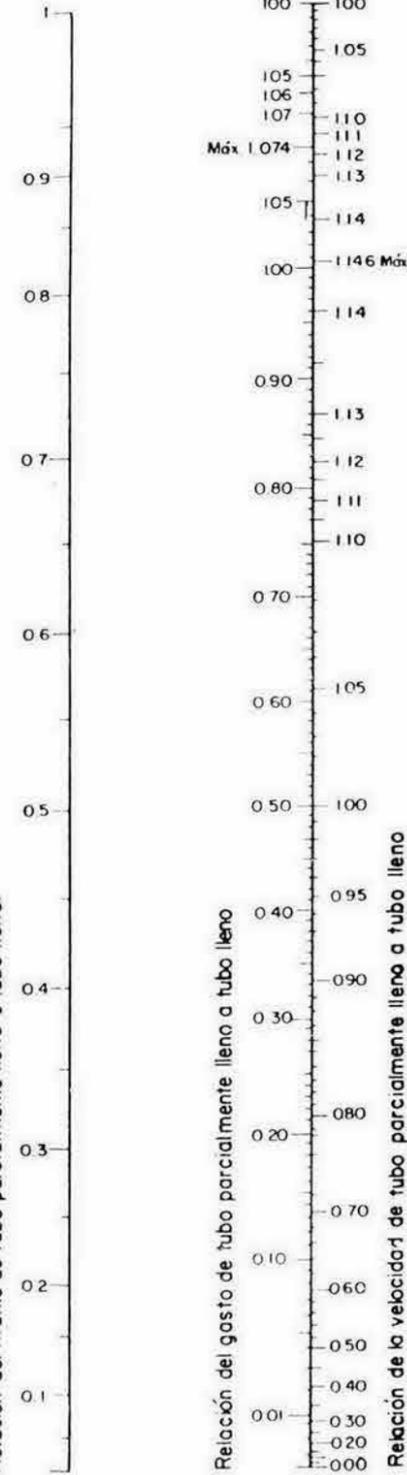


$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

$n = 0.013$



Relación del tirante de tubo parcialmente lleno ó tubo lleno.



NOMOGRAMA DE BURKLI-ZIEGLER.

NOMOGRAMA DE MANNING.

Nota: Este nomograma es reposición del de fecha Julio de 1950

Calcularon Revisó
 INGS R POFOCA R GUZMAN G ANTONIO C JIMENEZ S
 Dibujó El Jefe del Taller de Dibujo
 A CASAS R BENJAMIN VEGA A

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 NOMOGRAMAS DE LAS FORMULAS DE BUR
 KLY-ZIEGLER Y MANNING. RELACION DE
 LOS ELEMENTOS HID. DEL TUBO CIRCULAR.
 Conforme JEFE DEPTO DE AGUA POTABLE DIRECTOR DE PROYECTOS
 Aprobó SUBSECRETARIO
 México, D.F. Julio 1968 V.C. 623

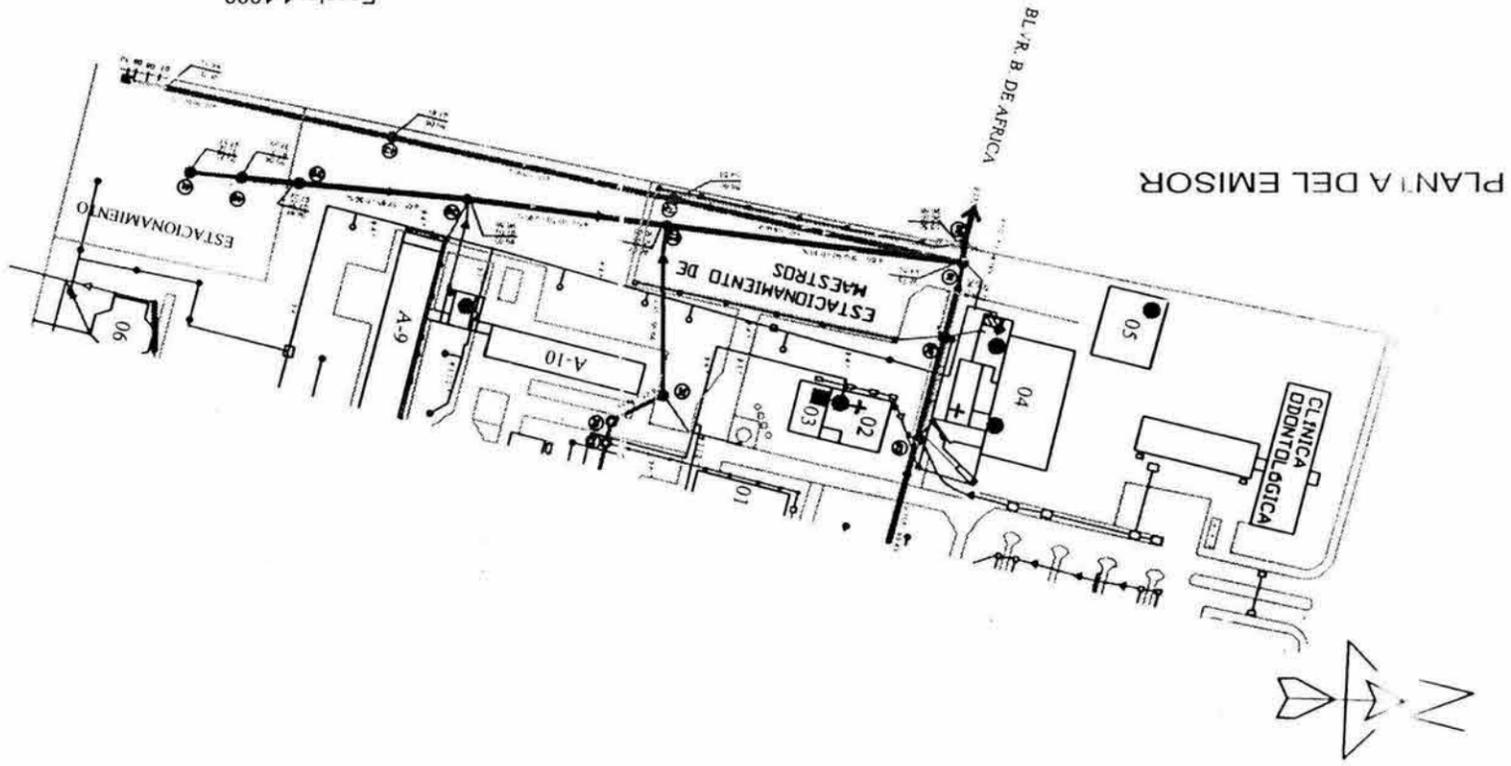
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 E. N. E. P. ARAGÓN.
 TESIS DE LICENCIATURA
 INGENIERÍA CIVIL
 NOMOGRAMA DE MANNING
 Página 194

PERFIL DEL EMISOR

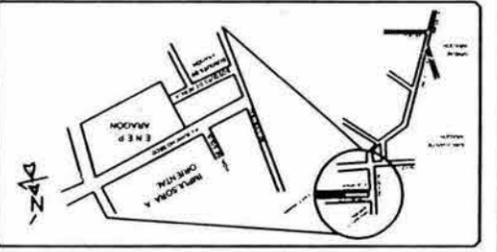
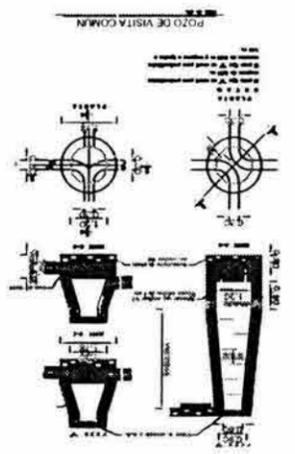
COTAS EN PLANTAS	COTAS EN BRUJO	NUMERO DE POZO	CAENAS (m)	ELEVACIONES EN METROS, ESC: 1:100	
				TERRENO NATURAL	TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO
94.88	98.75	P01	0+000	94.85	0.20 %
94.81	98.70		0+040	94.81	
94.77	98.78		0+080	94.77	
94.69	98.80	P02	0+100	94.69	
94.73	98.69		0+060	94.73	
94.65	98.78		0+140	94.65	0.20 %
94.57	98.80		0+160	94.57	
94.53	98.91		0+180	94.53	
94.49	99.04	P03	0+200	94.49	
94.45	99.00		0+220	94.45	
94.41	98.93		0+240	94.41	0.20 %
94.37	99.03		0+260	94.37	
94.33	99.10	P04	0+280	94.33	

ESC. HORIZONTAL 1:500

PLANTA DEL EMISOR



Escala: 1:1000



SIMBOLOGIA



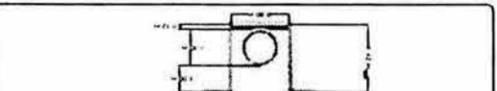
DESCRIPCION DE EDIFICIOS Y ESTRUCTURAS DE PRETRATAMIENTO

- 01 EDIFICIO DE GOBIERNO
- 02 CENTRO DE ALUMNOS
- 03 REJILLAS
- 04 CANAL DE SANEAMIENTO
- 05 BARRIO DE SANEAMIENTO
- 06 CENTRO DE EXTENSION UNIVERSITARIA
- 07 ESTACIONAMIENTO DE BUSES
- 08 ESTACIONAMIENTO DE BICICLOS

CANTIDADES DE OBRA

UNIDAD	CONSUMO	SANTIDAD
m ³	EXCAVACION DE ZANHAS	942.31
m ³	MATERIAL DE RELLENO PRODUCTO DE LA EXCAVACION	834.31
m ³	PLANTELAS	28.34
m ³	RELLENO DE CENizas	277.30
m ³	TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO DE 30x120	286.10
m ³	POZO DE VISITA	2
m ³	REJILLA Y TAPA DE 1.20x1.20 DEL TIPO MEDIANO DE 120x120	2

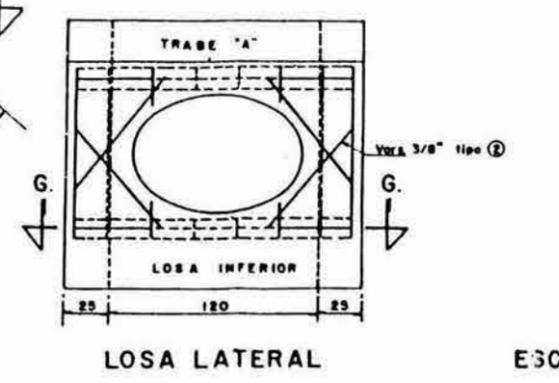
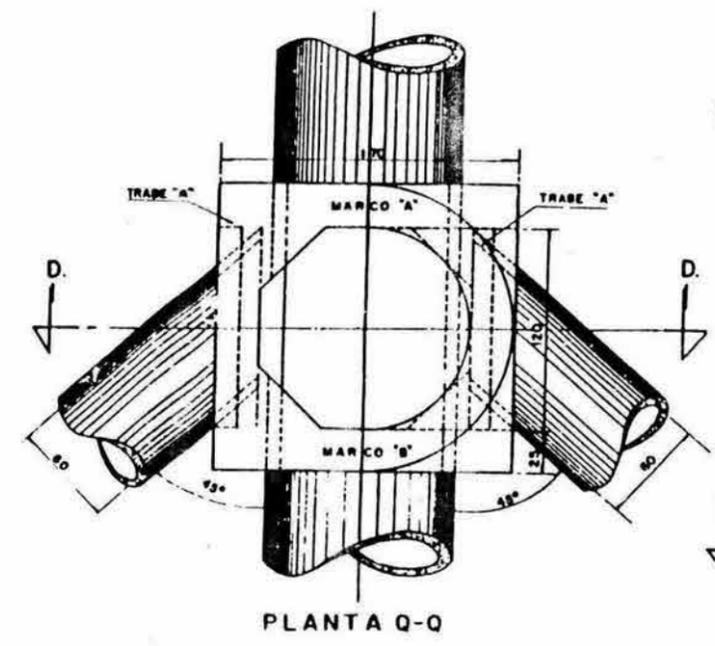
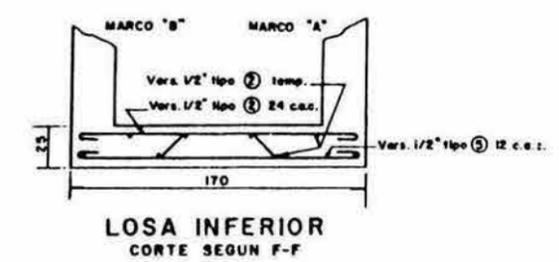
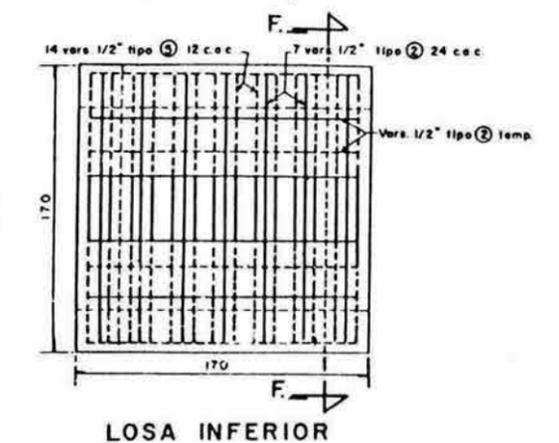
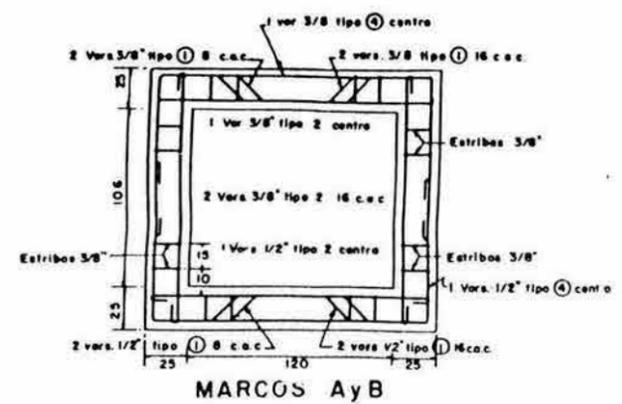
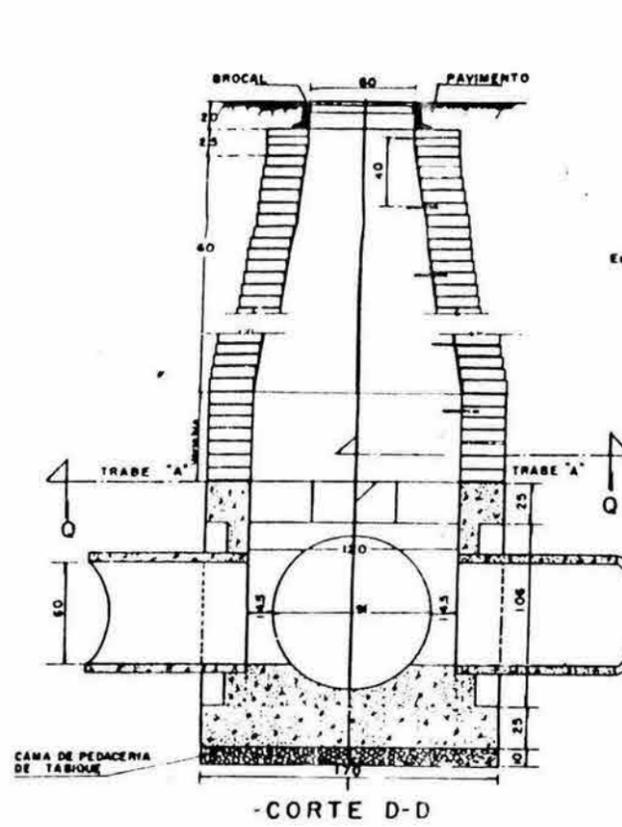
SECCION CONSTRUCTIVA



NOTAS

- SE TIENE COMO COTACION EN BRUJO
- PARA MAYOR PRECISION A LA HORA DE LOS POZOS DE VISITA CONSULTAR EL PLAN
- POZO DE VISITA EN LA EXTREMA IZQUIERDA

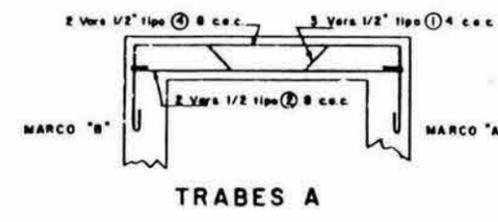
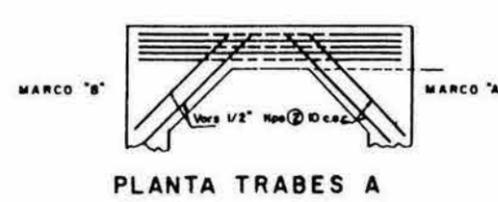
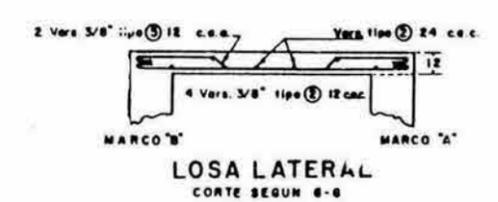
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 E. N. E. P. AMAZON
 TESIS DE LICENCIATURA
 INGENIERIA CIVIL
 PLANTA Y PERFIL DEL EMISOR



LISTA DE MATERIAL

CROQUIS DE TIPO	TIPO	VARILLAS	LONG CADA TIPO						LOCALIZACION	DIAM.	M. VARIAS	LONG. VARILLAS	PESO VAR. Kg	LONG. TOTAL CMS	PESO TOTAL Kg
			A	B	C	D	E	F							
1	1	3/8	80	35	20	60			MARCOS AyB	3/8"	4	350	192	1400	770
			80	45	20	50									
			170	170											
2	2	1/2	80	35	20	50			MARCOS AyB	1/2"	4	350	192	1400	788
			80	45	20	60									
			170	170											
3	3	3/8	15	75					TRABES AyB	3/8"	24	190	106	380	212
			15	75											
4	4	1/2	50	45	20	45			MARCOS AyB	1/2"	8	235	125	1358	750
			50	160											
			160												
5	5	3/8	50		8	80			LOSAS LATERALIZ	3/8"	10	196	110	1960	1100
			165												
			90												
6	6	1/2	90						LOSAS LATERALIZ	1/2"	8	177	100	1416	800
			160												
			48	20	40										

VOLUMEN CONCRETO MEDIA CARA: 0.20 m³
 VOLUMEN CONCRETO: 2.04 m³



ESCALA 1:20

— POZO CAJA DE UNION —
 PARA ATARJEAS HASTA 060 m. DE DIAMETRO
 A TUBOS DE 076 A 101 m.

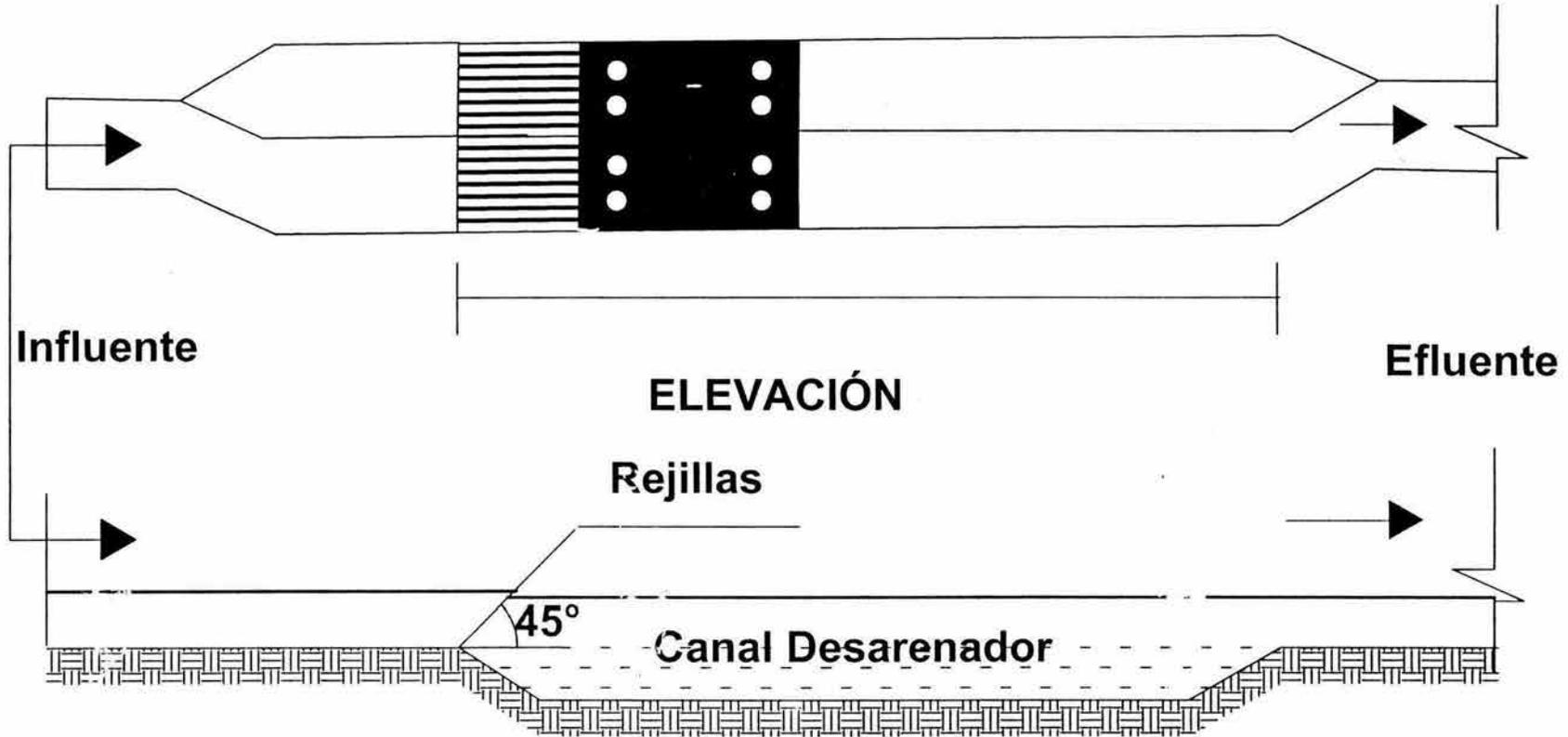
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

E. N. E. P. ARAGÓN.

TESIS DE LICENCIATURA
INGENIERÍA CIVIL

POZO CAJA DE UNIÓN

PLANTA



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
E. N. E. P. ARAGÓN.



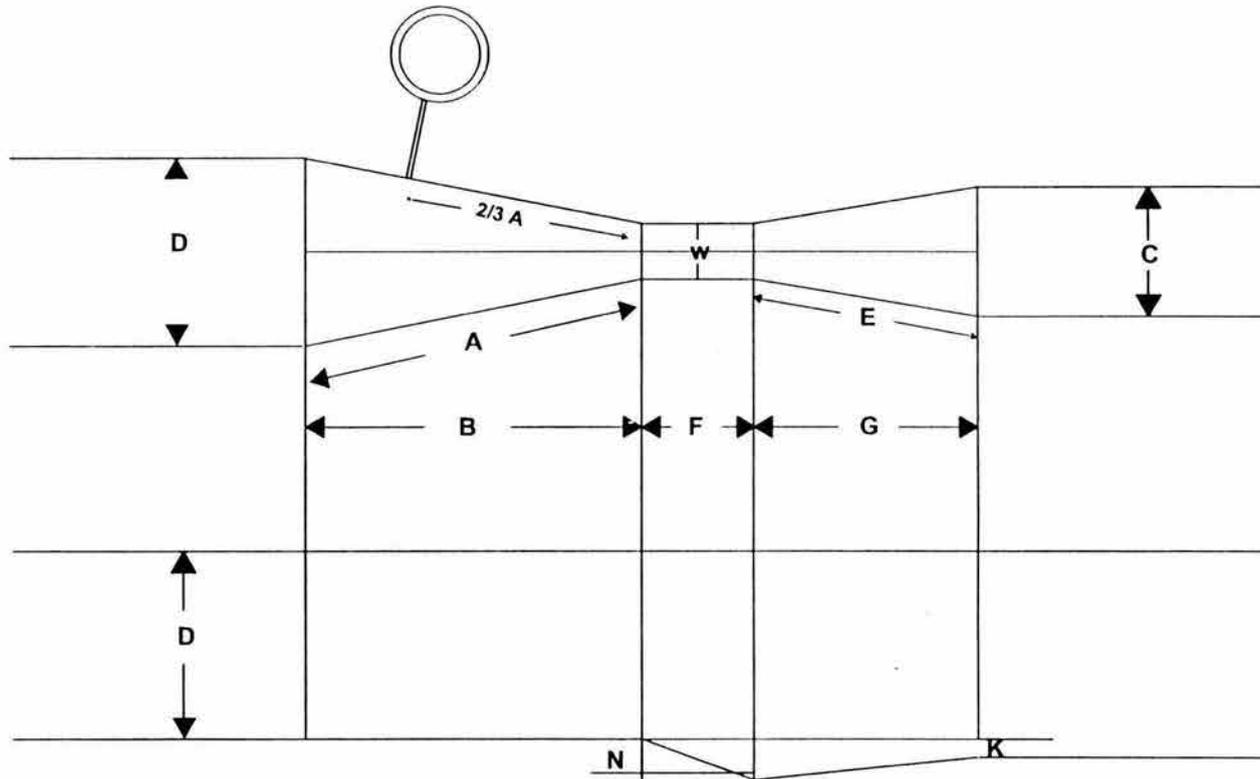
**TESIS DE LICENCIATURA
INGENIERÍA CIVIL**

Diseño de un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales para la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón empleando ecotecnologías (Humedales Artificiales)

REJILLAS Y CANAL DESARENADOR

REALIZÓ: MARJORIE MÁRQUEZ VÁZQUEZ.
REVISÓ: I. Q. SERGIO MARTÍNEZ GONZÁLEZ.

PLANO No.03
Página 197



Dimensiones de Medidores Parshall (cm)

Pulgadas	W		A	B	C	D	E	F	G	K	n
	cm										
1	2.5		36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.6
3	7.6		46.6	45.7	17.8	25.9	30.9	15.2	30.5	2.5	5.7
6	15.2		62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9	22.9		88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
Pies	cm										
1	30.5		137.2	131.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2	45.7		144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2	61.0		152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3	91.5		167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4	122.0		183.0	179.5	155.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5	152.5		198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6	183.0		213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7	213.5		288.8	244.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8	244.0		244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10	305.0		274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
E. N. E. P. ARAGÓN.**

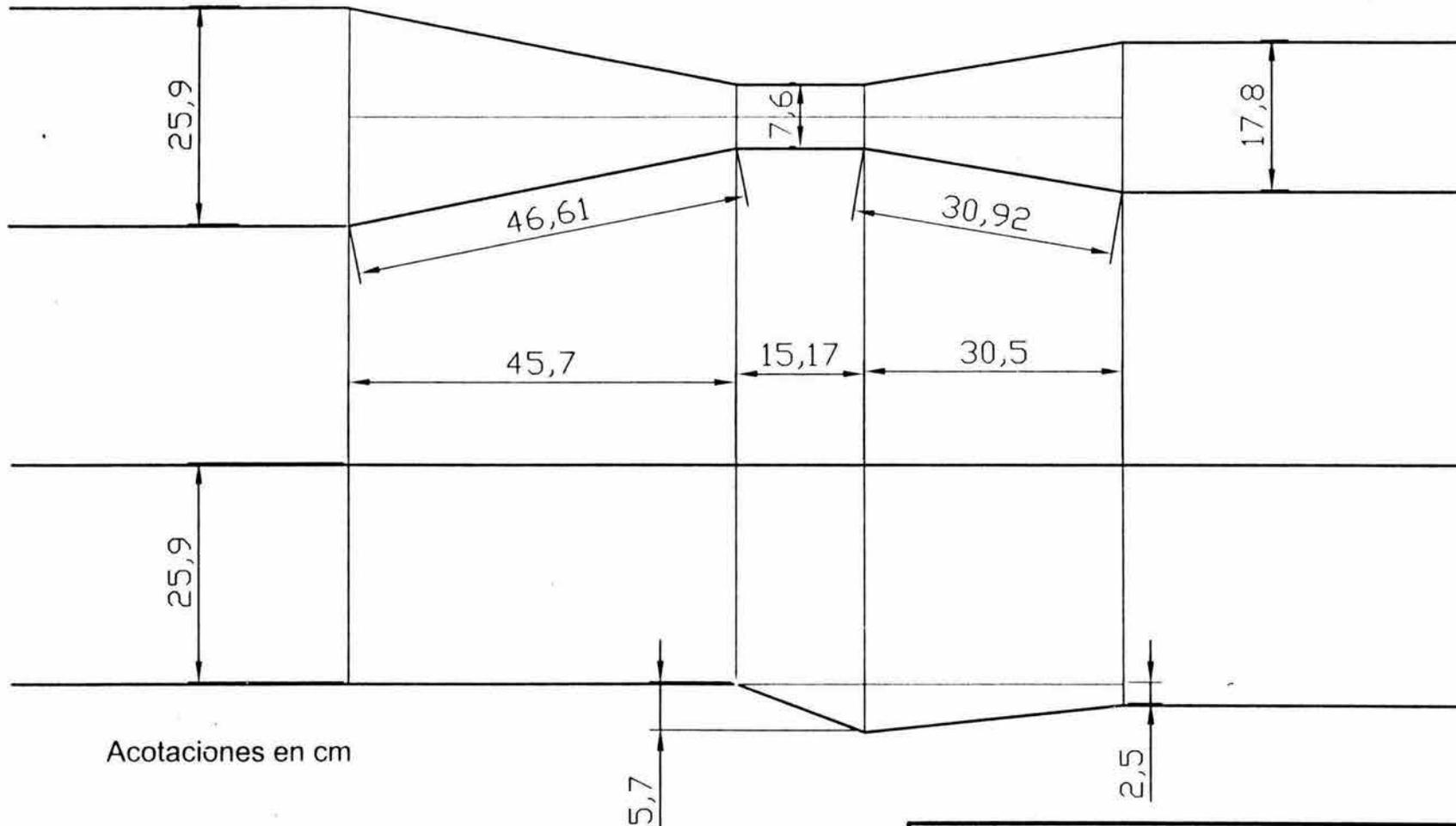


**TESIS DE LICENCIATURA
INGENIERÍA CIVIL**

Diseño de un Sistema de Tratamiento de aguas Residuales para la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón empleando ecotecnologías (Humedales Artificiales)

**CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE UN
CANAL PARSHALL**

REALIZÓ: MARJORIE MÁRQUEZ VÁZQUEZ.
REVISÓ: I. Q. SERGIO MARTÍNEZ GONZÁLEZ.



Acotaciones en cm

GASTO SEGÚN EL TIRANTE MEDIDO

H (cm)	Q (L/s)								
3	0.8	12	6.6	21	15.7	30	27.3	39	41.0
4	1.2	13	7.5	22	16.9	31	28.8	40	42.6
5	1.7	14	8.4	23	18.1	32	30.2	41	44.3
6	2.3	15	9.4	24	19.4	33	31.7	42	46.0
7	2.7	16	10.3	25	20.6	34	33.2	43	47.7
8	3.5	17	11.4	26	21.9	35	34.7	44	49.4
9	4.2	18	12.4	27	23.2	36	36.2	45	51.2
10	5.0	19	13.5	28	24.6	37	37.8		
11	5.8	20	14.6	29	25.9	38	39.4		



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
E. N. E. P. ARAGÓN.



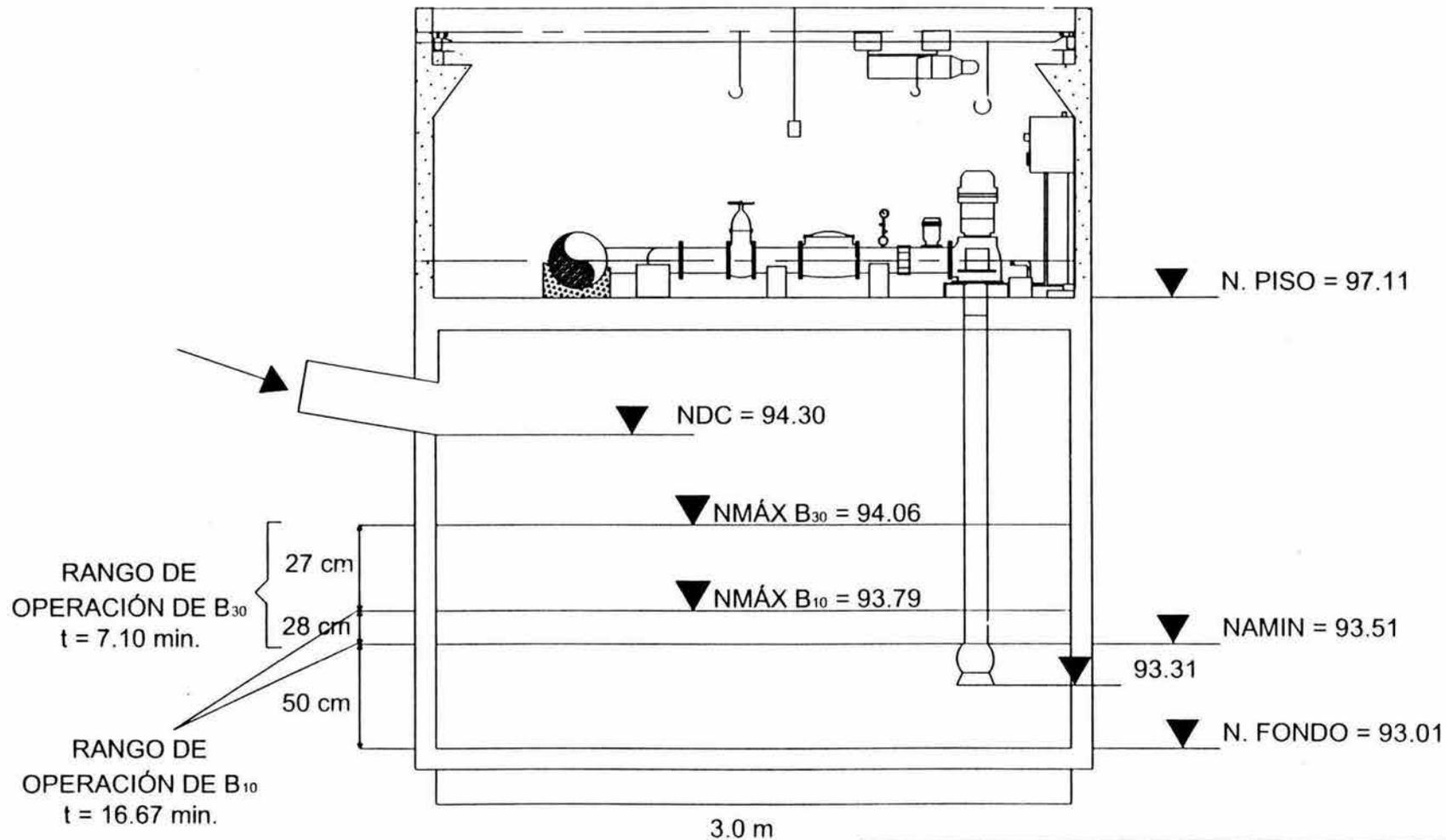
TESIS DE LICENCIATURA INGENIERIA CIVIL

*Diseño de un Sistema de Tratamiento de aguas Residuales para la Escuela Nacional de Estudios
Profesionales Aragón empl. en las ecotecnologías (Humedales Artificiales)*

DIMENSIONES DEL CANAL PARSHALL DE 3 PULGADAS Y GASTOS SEGÚN "H"

REALIZÓ MARJORIE MÁRQUEZ VÁZQUEZ
REVISÓ I. Q. SERGIO MARTÍNEZ GONZÁLEZ.

PLANO No.5
Página 199



SECCIÓN RECTANGULAR DE 3 m x 2.5 m



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
E. N. E. P. ARAGÓN.



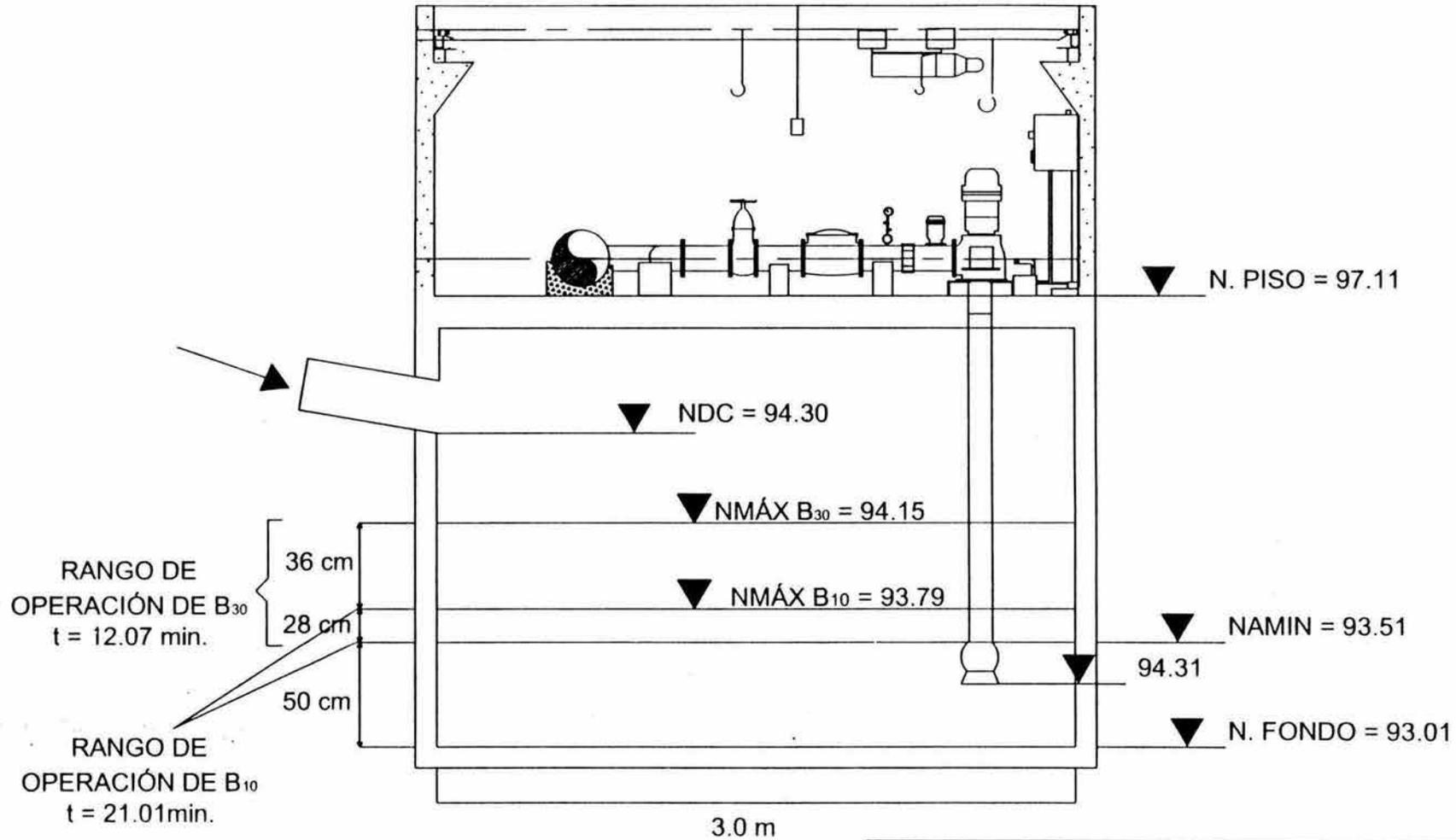
TESIS DE LICENCIATURA
INGENIERÍA CIVIL

Diseño de un Sistema de Tratamiento de aguas Residuales para la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón empleando ecotecnologías (Humedales Artificiales)

CÁRCAMO DE BOMBEO.
CONDICIONES ACTUALES.

REALIZÓ MARJORIE MÁRQUEZ VÁZQUEZ
REVISÓ I. Q. SERGIO MARTÍNEZ GONZÁLEZ

PLANO No 06
Página 200



SECCIÓN RECTANGULAR DE 3 m x 2.5 m



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
E. N. E. P. ARAGÓN.**

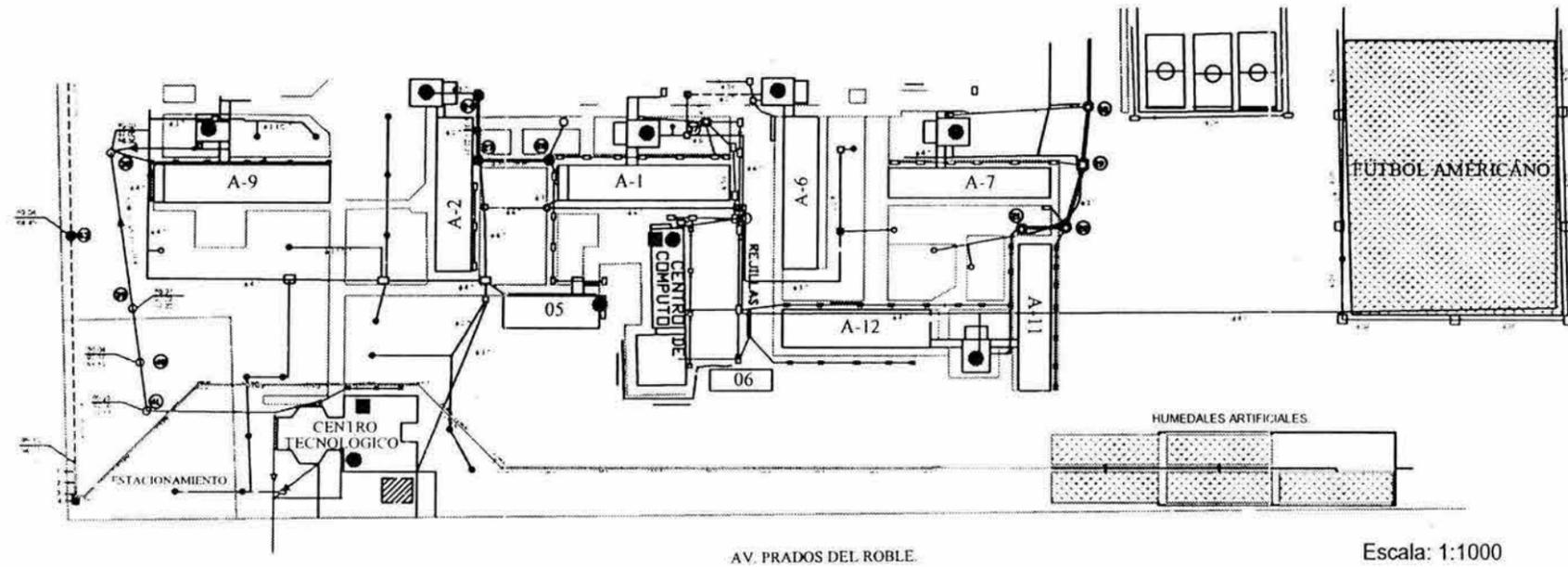
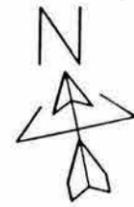


**TESIS DE LICENCIATURA
INGENIERÍA CIVIL**

Diseño de un Sistema de Tratamiento de aguas Residuales para la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón empleando ecotecnologías (Humedales Artificiales)

**CÁRCAMO DE BOMBEO.
CONDICIONES FUTURAS.**

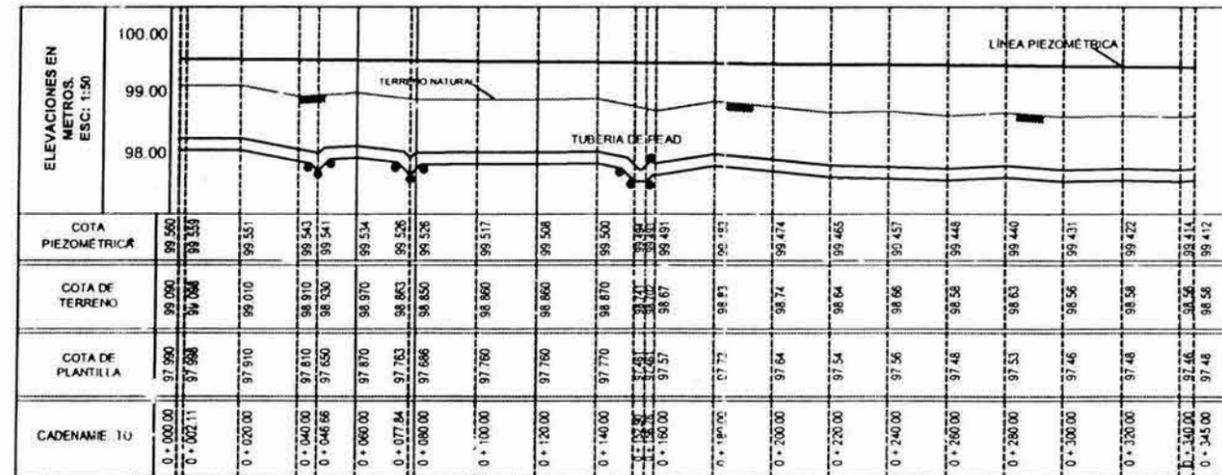
REALIZÓ MARJORIE MÁRQUEZ VÁZQUEZ.
REVISÓ I Q SERGIO MARTÍNEZ GONZÁLEZ.



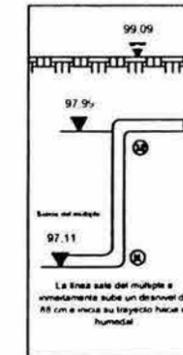
AV. PRADOS DEL ROBLE

Escala: 1:1000

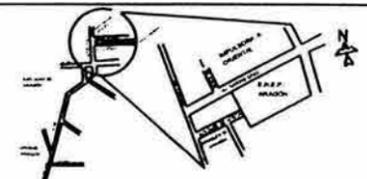
PLANTA



PERFIL

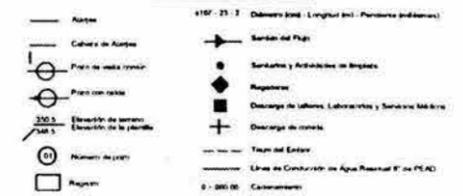


CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



SIMBOLOGÍA

ALCANTARILLADO



AGUA POTABLE



DESCRIPCIÓN DE EDIFICIOS Y ESTRUCTURAS DE PRETRATAMIENTO

- 01 REJILLAS
- 02 CANAL DE SAREHADOR
- 03 MEDIDOR PARSHALL
- 04 CÁRCAMO DE BOMBEO
- 05 CENTRO DE LENGUAS EXTRANJERAS
- 06 CUBÍCULOS DE PROFESORES

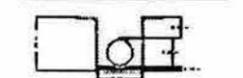
CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
EXCAVACIÓN DE ZANHAS	280.10	m³
PLANTILLA	2.242	m²
RELLENO DE CAPAS	180.84	m³
TUBERIA USA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD 30.32 cm (12")	280.0	m
CODO DE 45° DE PLAD	8	PIZA
CODO DE 90° DE PLAD	4	PIZA

DATOS DE PROYECTO

GASTO DE DISEÑO	10 km
DIÁMETRO DE LA TUBERÍA	20.32 cm (8")
LONGITUD DE LA LÍNEA	345.00 m
MATERIAL DE LA TUBERÍA	POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (PEAD)
LÍNEA POR BOMBEO	

SECCIÓN CONSTRUCTIVA

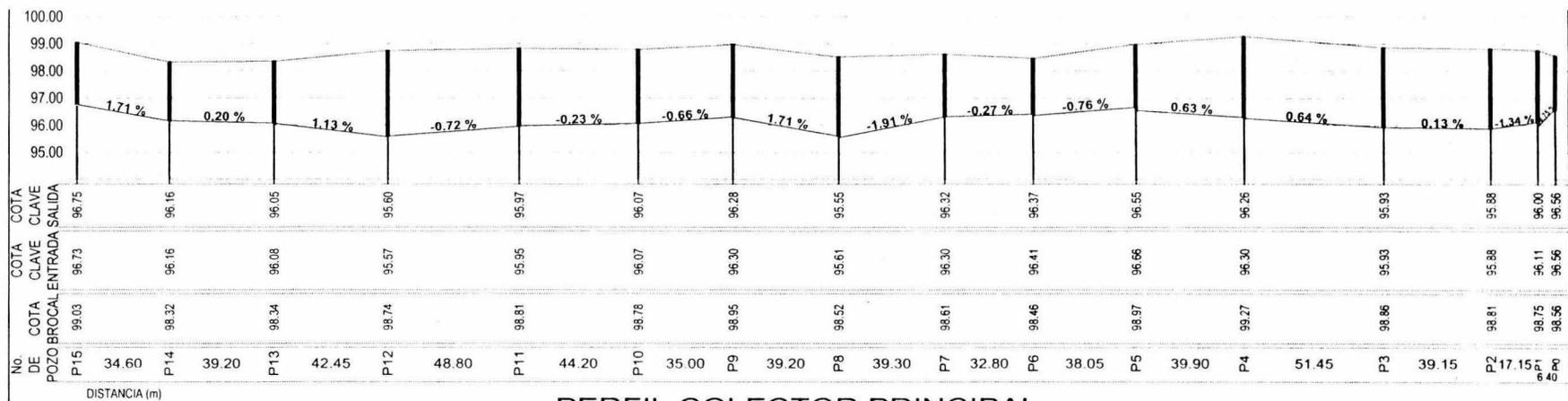


NOTAS

- SE TOMÓ COMO COTA INICIAL 100.00
- EL NORTE INDICADO ES MAGNÉTICO
- EL RELLENO DE LA ZANJA SE REALIZARÁ CON TIERRA COMPACTADA AL 90% DE LA PRUEBA Y DISTRIBUIDA EN CAPAS DE 30 cm
- LA UNIÓN DE LAS PIEZAS ESPECIALES CON LA TUBERÍA SE REALIZARÁ POR TERNOSUSIÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
E. N. E. P. ARAGÓN.
TESIS DE LICENCIATURA
INGENIERÍA CIVIL

PLANTA Y PERFIL DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR BOMBEO CON UN GASTO DE 10 lps



PERFIL COLECTOR PRINCIPAL

Escala: 1:750

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO. ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON". INGENIERIA CIVIL.		
PERFIL DEL COLECTOR PRINCIPAL DE LA ENEP ARAGON (LEVANTAMIENTO MEDIANTE NIVELACION DIFERENCIAL).		
LEVANTO, CALCULO Y DIBUJO ING. BENJAMIN PENA ALCALA ING. JOSE ANTONIO DIMAS CHORA		