

201.75



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE QUIMICA

TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA PARA RECARGAR
EL ACUIFERO EN LA ZONA DEL EX-LAGO DE TEXCOCO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE,
INGENIERO QUIMICO
P R E S E N T A,

FERNANDO MARTIN ROSALES CRISTERNA

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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 está 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.

I N D I C E

	Pág.
LISTA DE FIGURAS	1
LISTA DE TABLAS	3
1. INTRODUCCION	5
1.1 Problemática	5
1.2 Objetivos	8
1.3 Contenido	9
2. CONCEPTOS BASICOS SOBRE FLUJO DE AGUA Y AGUA SUBTERRANEA	10
2.1 Antecedentes históricos	10
2.2 Agua subterránea	12
2.3 Ley de Darcy	13
2.4 Carga hidráulica	16
2.5 Conductividad hidráulica y permeabilidad	19
2.6 Porosidad y contenido de agua	21
2.7 Causas del movimiento del agua subterránea	22
2.8 Nivel freático y zonas saturada y no saturada	22
2.9 Acuíferos	26
2.10 Clasificación de acuíferos	27
2.11 Transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento	31

	Pág.
3. ZONA DE RECARGA Y ANALISIS DE LA INFORMACION	35
3.1 <i>Localización de la zona de recarga</i>	35
3.2 <i>Módulo de recarga</i>	37
3.3 <i>Características del suelo</i>	37
3.4 <i>Características geohidrológicas del acuífero</i>	41
3.5 <i>Características del agua tratada</i>	43
3.6 <i>Características de agua subterránea</i>	47
3.7 <i>Dictamen de las condiciones actuales de la zona</i>	47
4. PROCESOS DE TRATAMIENTO AVANZADO	54
4.1 <i>Clarificación química</i>	55
4.1.1 <i>Coagulación</i>	57
4.1.2 <i>Floculación</i>	58
4.1.3 <i>Sedimentación</i>	59
4.2 <i>Recarbonatación</i>	63
4.3 <i>Filtración</i>	65
4.3.1 <i>Clasificación de acuerdo con el tratamiento previo que se le da al influente</i>	66
4.3.2 <i>Clasificación de acuerdo con la forma en que se retienen los sólidos</i>	66
4.3.3 <i>Clasificación dentro del campo de trata- miento de agua</i>	67
4.4 <i>Adsorción</i>	68
4.5 <i>Remoción de nitrógeno</i>	70

	Pág.
4.5.1 Ammonia Stripping	71
4.5.2 Intercambio iónico selectivo	73
4.5.3 Nitrificación-desnitrificación biológica	73
4.5.4 Cloración. Punto de ruptura	76
4.6 Desmineralización	77
4.6.1 Osmosis inversa	78
4.6.2 Electrodiálisis	79
4.6.3 Intercambio iónico	81
4.7 Desinfección	82
4.7.1 Cloración	83
4.7.2 Ozonación	84
4.8 Tren de tratamiento	85
4.8.1 Opción convencional	85
4.8.2 Opción no-convencional	87
5. MODELO DE SIMULACION	89
5.1 Descripción del modelo	89
5.2 Aplicación a la zona del lago de Texcoco	93
5.3 Resultados	98
5.4 Aplicación para compuestos orgánicos	104
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	110
REFERENCIAS	115

LISTA DE FIGURAS

No. Figura		Pág.
2.1	Diagrama esquemático del ciclo hidrológico	13
2.2	Aparato experimental de la Ley de Darcy	14
2.3	Carga hidráulica h , carga de presión ψ , y carga de posición z , para un manómetro de laboratorio	19
2.4	Carga hidráulica h , carga de presión ψ , y carga de posición z , para un piezómetro de campo	17
2.5	Determinación de gradientes hidráulicos de instalaciones piezométricas	18
2.6	Ilustración de la dirección de flujo	22
2.7	Zona saturada y no saturada	23
2.8	Relaciones de carga hidráulica, de presión y de posición	25
2.9	Clasificación de acuíferos	30
2.10	Descenso del nivel piezométrico	33
2.11	Definición del coeficiente de almacenamiento	33
3.1	Localización del módulo de recarga	36
3.2	Tubería para los pozos de recarga	38
3.3	Perfil estratigráfico y coeficientes de conductividad hidráulica en la zona de recarga según dos tipos de pruebas	40
4.1	Secuencia esquemática de los procesos de coagulación, floculación y sedimentación	58
4.2	Esquema de las regiones de sedimentación y la curva de sedimentación	61

No. Figura		Pág.
4.3	Clasificación de los filtros de tratamiento de agua	67
4.4	Proceso de electrodiálisis	80
5.1	Elementos y nodos generados por el programa de computadora	95
5.2	Avance del nitrógeno orgánico dentro del acuífero con el tiempo, de acuerdo con el modelo de simulación para tres condiciones de coeficientes de conductividad hidráulica	105
5.3	Avance de dos compuestos volátiles halogenados, con el tiempo.	109

LISTA DE TABLAS

No. Tabla		Pág.
1.1	Balance hidrológico en la cuenca del Valle de México	7
2.1	Rango de valores de conductividad hidráulica	28
3.1	Características geohidrológicas calculadas de acuerdo con los coeficientes de permeabilidad de la CLT.	42
3.2	Resultados estadísticos de los parámetros analizados para el lago Nabor Carrillo y la descarga de la Planta de lodos activados	45
3.3	Resultados estadísticos de los parámetros analizados para el pozo CLT-4 y uno de los pozos del módulo de recarga	48
3.4	Normas internacionales para sancionar la calidad del agua potable	51
4.1	Tipos de fenómenos de sedimentación	62
5.1	Cargas hidráulicas a 85, 105 y 115 m de profundidad para distintos valores de K	99
5.2	Avance del nitrógeno orgánico con el tiempo a 85 m de profundidad. $K = 2.12 \text{ m/d}$	100
5.3	Avance del nitrógeno orgánico con el tiempo a 105 m de profundidad. $K = 1 \text{ m/d}$	101
5.4	Avance del nitrógeno orgánico con el tiempo a 115 m de profundidad. $K = 12 \text{ m/d}$	102
5.5	Avance del tricloroetileno con el tiempo con una $K = 2.12 \text{ m/d}$. Las concentraciones están en $\mu\text{g/l}$	106

No. Tabla

Pág.

5.6	Avance del 1,1 dicloroetano con el tiempo con una $K = 2.12$ m/d. Las concentraciones están en $\mu\text{g/l}$	107
5.7	Avance del tricloroetileno con el tiempo con una $K = 12$ m/d. Las concentraciones están en $\mu\text{g/l}$	107
5.8	Avance del 1,1 dicloroetano con el tiempo con una $K = 12$ m/d. Las concentraciones están en $\mu\text{g/l}$.	108

1. INTRODUCCION

1.1 Problemática

El agua forma parte tan íntima de la naturaleza que con frecuencia el hombre da por hecho que no faltará. En muchas partes del mundo el agua ha ido escaseando en los centros de desarrollo urbanos e industriales, debido a la creciente demanda que se tiene de ella.

En México, el crecimiento desmedido de la población y la falta de planificación de la planta productiva, han ocasionado un aumento significativo en el consumo de agua y en consecuencia en los volúmenes de aguas residuales de las cuales la mayor parte no reciben ningún tratamiento antes de ser vertidas a los cuerpos hidráulicos naturales, afectando sensiblemente la calidad del recurso y el equilibrio ecológico.

Estas perturbaciones han alcanzado grados significativos afectando la existencia de gran cantidad de especies de flora y fauna acuáticas. Debido a la contaminación de los cuerpos de agua, ha disminuido la disponibilidad del agua superficial de buena calidad generando una sobreexplotación de los acuíferos que son las fuentes de abastecimiento más importantes del país y la importación de fuentes cada vez más lejanas de los centros de desarrollo urbano-industriales, con el déficit constante en la dotación a los sectores más pobres de la población.

Hasta el año de 1981 existían 36 zonas con problemas de sobreexplotación de acuíferos ubicadas en 11 estados de la República Mexicana y el Distrito Federal (ref 1). La sobreexplotación de algunos acuíferos ha ocasionado efectos adversos prácticamente irreversibles tales como la intrusión salina, hundimiento del terreno, bombeos a profundidades incosteables económicamente con el consecuente desequilibrio hidrogeológico.

En la cuenca del Valle de México, que comprende parte de los estados de Querétaro, Hidalgo, Puebla, Tlaxcala, Estado de México y la totalidad del Distrito Federal, las condiciones de explotación de los acuíferos son variables siendo el Distrito Federal la parte más afectada, al grado que obligó a traer recursos de los ríos Lerma y Cutzamala. Sin embargo, el déficit del agua continúa, debido al aumento de la demanda, ade-

más de constituir un problema complejo y costoso. Las extracciones totales anuales, de aguas claras en la cuenca del Valle de México, son en promedio de 2 147.6 millones de metros cúbicos, correspondiendo a los acuíferos del Valle de México un volumen anual de 1 636.7 millones de metros cúbicos; en otras palabras un 76.21% del total. El gasto medio anual es de 51.9 metros cúbicos por segundo (ref 2).

El balance hidrológico en la cuenca del Valle de México para el año de 1980 y las predicciones para los años de 1990 y 2000, de la Tabla 1.1 muestran claramente cómo la demanda de aguas claras siempre es mayor y tiende al incremento.

TABLA 1.1. BALANCE HIDROLOGICO EN LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO (Ref 2).

AÑO	EXTRACCION ($m^3 \times 10^6$)			DEMANDA $m^3 \times 10^6$	BALANCE $m^3 \times 10^6$
	A. SUPERFICIAL	A. SUBTERRANEA	TOTAL		
1980	3 127	2 329	5 456	5 820	- 364
1990	3 751	2 278	6 029	7 148	- 1 119
2000	4 841	2 718	7 559	8 951	- 1 392

Lo anterior naturalmente conduce a probar acciones encaminadas a restituir las condiciones originales al acuífero por un lado y a satisfacer la demanda de agua por el otro; dentro de éstas se encuentra la factibilidad de recargar los acuíferos con aguas residuales tratadas.

La SARH a través de la Comisión del Lago de Texcoco realiza la instalación y operación de diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales, contando con una planta de lodos activados diseñada para 1 metro cúbico por segundo; una laguna facultativa con recirculación, para 0.5 metros cúbicos por segundo, en construcción y relacionado con el problema de los acuíferos ha desarrollado un módulo experimental de recarga de acuíferos con aguas residuales tratadas mediante pozos de recarga directa, así como el diseño de un sistema avanzado de tratamiento para el efluente del sistema secundario.

1.2 *Objetivos*

Los objetivos de este trabajo son:

- . Determinar las posibilidades técnicas y la conveniencia o desventaja de la aplicación de recarga a través de pozos, empleando aguas residuales tratadas, evaluando las características de la zona, las características físico-químicas y biológicas del agua de recarga y del propio acuífero.

- . Aplicación de un modelo matemático de simulación que permita conocer el avance de contaminantes con el tiempo en caso de introducirlos a los pozos de recarga.

- Proponer los procesos de tratamiento avanzado de acuerdo con la caracterización del agua de recarga.

1.3 Contenido

Con la finalidad de entender qué son los acuíferos y cómo es su comportamiento, el capítulo 2 presenta los conceptos básicos sobre flujo de agua y agua subterránea. En el capítulo 3 se analiza toda la información proporcionada por la Comisión del Lago de Texcoco, se da el dictamen de la zona.

Considerando los dos capítulos anteriores, en el capítulo 4 se proponen los procesos de tratamiento avanzado idóneos.

En el capítulo 5, se aplica un modelo de simulación del transporte de contaminantes que predice el avance con el tiempo de los contaminantes que se inyectan al acuífero.

2. CONCEPTOS BASICOS SOBRE FLUJO DE AGUA Y AGUA SUBTERRA- NEA

En este capítulo se presentan los conceptos básicos sobre agua subterránea y flujo de agua para comprender de manera más clara de qué forma o bajo qué condiciones es factible re cargar los acuíferos. Además se tratan algunos aspectos his tóricos referentes al origen y naturaleza del agua subterránea.

2.1 *Antecedentes históricos*

La cadena de eventos que describen la historia del agua se denomina ciclo hidrológico. Este ciclo se extiende en las tres partes de que consta el sistema total de la tierra: Atmósfera, Hidrósfera y Litósfera, que son la envoltura gaseosa, los cuerpos de agua que cubren la superficie terres-

tre y el ambiente de roca sólida debajo de la Hidrósfera respectivamente.

Para establecer el concepto de ciclo hidrológico se reunieron muchos siglos. Por el siglo 500 a.c. Anaxágoras ya planteaba la importancia de las lluvias, la recarga y el almacenamiento en el subsuelo. Alrededor del 350 a.c. Platón y Aristóteles reconocen el origen de los manantiales por infiltración del agua superficial y el almacenamiento en el subsuelo (ref 3).

Pierre Perrault, demostró que la lluvia es más que suficiente para explicar el caudal de ríos y manantiales. Su trabajo fue ampliado algunos años más tarde por Edme Mariotte, quien correlacionó la filtración en una cueva con la lluvia y demostró que el flujo de los manantiales varía de acuerdo con la lluvia y que la infiltración de ésta abastece los manantiales y los pozos con su agua. La Metherie explicó en 1791 que una parte del agua de lluvia y de nieve fluye superficialmente, una segunda parte humedece el suelo, y se evapora o alimenta a las plantas, y una tercera parte penetra hasta depósitos sub-superficiales a mayores profundidades, desde las cuales brota gradualmente en forma de manantiales. Darcy trabajó experimentalmente con el flujo de agua a través de arenas, y desarrolló una fórmula conocida como Ley de Darcy, la cual expresa la relación entre la velocidad de per

colación, la permeabilidad de los materiales saturados con agua y el gradiente hidráulico. La ley de Darcy sirve de base para numerosos métodos cuantitativos de evaluación de recursos hidráulicos subterráneos.

2.2 Agua subterránea

El término agua subterránea o agua sub-superficial es usado para denotar todas las aguas encontradas bajo la superficie de la tierra.

Hay tres fuentes de agua subterránea, de las cuales la más importante es la atmosférica, la cual cae en forma de lluvia o nieve. Una segunda fuente es el agua que ocupan los espacios entre los sedimentos que quedaron sobre los fondos de océanos y lagos, llamada agua de formación, se encuentra, generalmente, con el petróleo en muchos yacimientos productivos. Parte de esta agua se encuentra en forma de salmuera de alta concentración.

Una tercera fuente es el vapor derivado de magmas profundos. Esta agua, magmática, se suma al agua subterránea de la región, cuando las grandes masas de magma se elevan hasta dentro de la corteza de la tierra. Prácticamente toda el agua subterránea puede ser considerada como parte del ciclo hidrológico (fig 2.1).

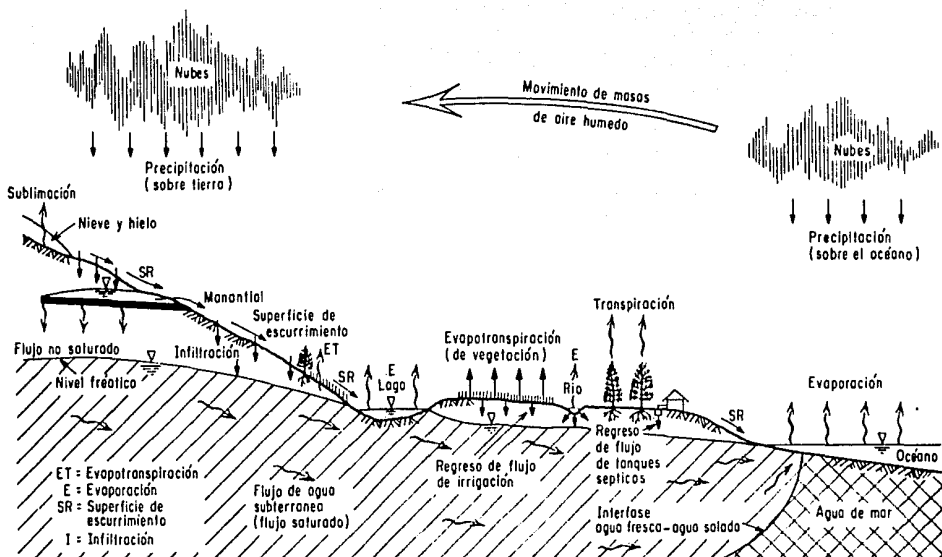


Fig 2.1 Diagrama esquemático del ciclo hidrológico

2.3 Ley de Darcy

Henry Darcy realizó un experimento para analizar el flujo de agua a través de arena. El resultado de este experimento puede generalizarse dentro de la ley de Darcy.

El aparato experimental consiste de un cilindro de sección transversal A que se llena con arena, tapando los extremos, equipado con tubos de entrada y salida de flujo y un par de manómetros (fig 2.2).

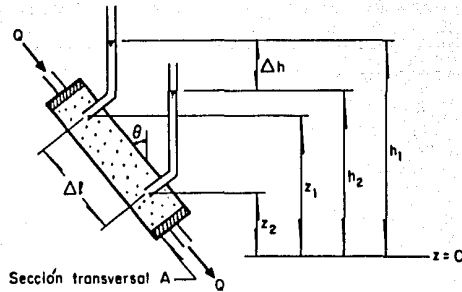


Fig 2.2 Aparato experimental de la ley de Darcy

El agua se introduce dentro del cilindro, admitiendo el flujo a través de él hasta que todos los poros se llenan con agua y la velocidad del flujo de entrada Q es igual a la velocidad del flujo de salida. Considerando un valor arbitrario de elevación $z = 0$, las elevaciones de los manómetros son z_1 y z_2 y las elevaciones de los niveles del fluido son h_1 y h_2 . La distancia entre los manómetros es Δl .

La descarga específica a través del cilindro, v , se define como:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (2.1)$$

El experimento llevado a cabo por Darcy mostró que v es directamente proporcional a la diferencia de los niveles del fluido $h_1 - h_2$ cuando Δl es constante, e inversamente proporcional a Δl cuando $h_1 - h_2$ se mantiene constante.

Si se define $\Delta h = h_2 - h_1$, se tiene que $v \propto \Delta h$ y $v \propto \frac{1}{\Delta l}$. La ley de Darcy puede escribirse ahora como:

$$v = -K \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (2.2)$$

o en forma diferencial

$$v = -K \frac{dh}{dl} \quad (2.3)$$

Donde h es la carga hidráulica y $\frac{dh}{dl}$ es el gradiente hidráulico. K es una constante de proporcionalidad. Esta debe ser una propiedad del material en el cilindro, para mantener constante el gradiente hidráulico. En otras palabras si $\frac{dh}{dl}$ es constante, $v \propto K$. El parámetro K es conocido como el coeficiente de conductividad hidráulica.

Los limos y arcillas tienen valores bajos de K y las gravas y arenas en general tienen altos valores de K . Una forma alternativa de la ley de Darcy puede obtenerse sustituyendo la ecuación (2.1) en la ecuación (2.3).

$$Q = -K \frac{dh}{d\ell} A \quad (2.4)$$

Considerando que λ es el gradiente hidráulico $\frac{dh}{d\ell}$

$$Q = -K \lambda A \quad (2.5)$$

La ley de Darcy es válida para flujos de agua subterránea en cualquier dirección en el espacio (ref 4).

2.4 Carga hidráulica

La carga hidráulica h , está representada por el nivel de agua en el manómetro en el experimento de Darcy. La carga hidráulica h , es la suma de la elevación del punto de medida ó carga de posición, Z , y la carga de presión, ψ , que es la altura de la columna del líquido por encima del punto P.

$$h = Z + \psi \quad (2.6)$$

Esta relación de carga es básica para el entendimiento del flujo del agua subterránea. La figura 2.3 muestra la relación de carga para el manómetro de Darcy.

El dispositivo básico para la medición de la carga hidráulica es un tubo en el que la elevación del nivel de agua puede determinarse. En el laboratorio este tubo es un manómetro

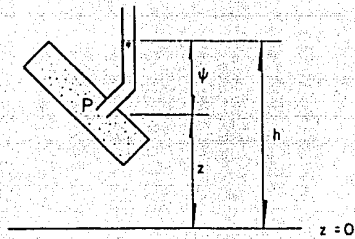


Fig 2.3 Carga hidráulica h , carga de presión ψ , y carga de posición z , para un manómetro de laboratorio

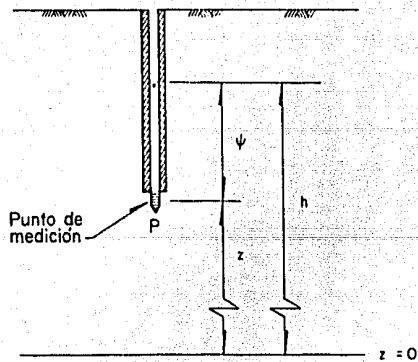


Fig 2.4 Carga hidráulica h , carga de presión ψ , y carga de posición z , para un piezómetro de campo

(fig 2.3) y en el campo el tubo es denominado piezómetro (fig 2.4).

Un piezómetro debe estar sellado a lo largo de su longitud, abierto al flujo de agua en la parte inferior y abierto a la atmósfera en la parte superior. El punto de medición de un piezómetro esta en su base y no en el nivel de la superficie del fluido. Los piezómetros son instalados usualmente en grupos de modo que se pueden usar para determinar las direcciones del flujo del agua subterránea. En la figura 2.5a se muestran tres piezómetros perforados en una formación geológica con presencia de agua.

El flujo es de la h mas alta a la más baja y en este caso es de derecha a izquierda (fig 2.5b).

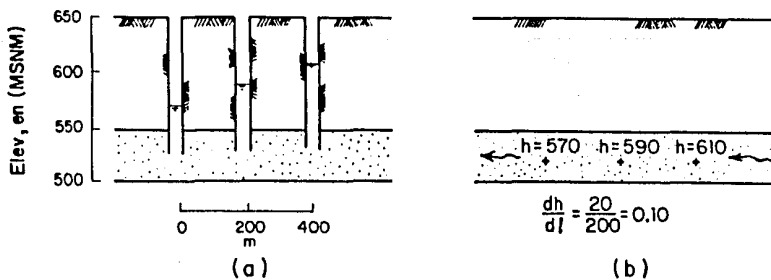


Fig 2.5 Determinación de gradientes hidráulicos de instalaciones piezométricas

Si la distancia entre los piezómetros es conocida, el gradiente hidráulico puede ser calculado y si la conductividad hidráulica de la formación geológica es conocida, puede usarse la ley de Darcy para calcular la descarga específica.

2.5 Conductividad hidráulica y permeabilidad

La conductividad hidráulica es una función no solo del medio poroso sino también del fluido. Considerando la figura 2.2, si Δh y Δl son constantes para dos corridas usando la misma arena, pero cambiando el fluido en ambas corridas, agua en la primera y melasa en la segunda, se encontró que la descarga específica v era mucho menor en la segunda corrida que en la primera. Una observación semejante se hizo para buscar otro parámetro que pudiera describir las propiedades de conducción del medio poroso, independientemente del fluido pasando a través de él.

Este experimento fue necesario llevarlo a cabo con una porosidad media ideal consistente en bolitas de vidrio con diámetro uniforme d .

Cuando varios fluidos con densidad ρ y viscosidad μ corrieron a través del aparato bajo un gradiente hidráulico $\frac{dh}{dl}$ constante, las siguientes relaciones proporcionales se observaron: $v \propto d^2$; $v \propto \rho g$; $v \propto \frac{1}{\mu}$.

Junto con la observación original de Darcy que $v \propto -\frac{dh}{d\ell}$, y las tres relaciones anteriores dieron una nueva versión de la ley de Darcy:

$$v = -\frac{Cd^2 \rho g dh}{\mu d\ell} \quad (2.7)$$

El parámetro C es otra constante de proporcionalidad. Comparando la ecuación (2.7) con la ecuación original de Darcy (2.3) se tiene:

$$k = \frac{Cd^2 \rho g}{\mu} \quad (2.8)$$

En esta ecuación ρ y μ son funciones solo del fluido y Cd^2 es solo función del medio. Definiendo:

$$k = Cd^2 \quad (2.9)$$

Entonces

$$K = \frac{k \rho g}{\mu} \quad (2.10)$$

El parámetro k es conocido como la permeabilidad específica o intrínseca, o simplemente permeabilidad. La permeabilidad es una función solo del medio y tiene dimensiones de $|L^2|$ (ref 4).

2.6 Porosidad y contenido de agua

Si a la unidad de volumen total V_t de un suelo o roca, se divide en el volumen de la porción sólida V_s y el volumen de vacío V_v , la porosidad η se define como:

$$\eta = \frac{V_v}{V_t} \quad (2.11)$$

Si a la unidad de volumen total V_t de un suelo o roca, se divide en el volumen de la porción sólida V_s y el volumen de agua V_w , el contenido de agua o contenido volumétrico de agua θ se define como:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \quad (2.12)$$

Para un suelo saturado, $\theta = \eta$ debido a que:

$$\eta = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_w + V_A}{V_t} \quad (2.13)$$

Como el volumen de aire V_A es igual a cero

$$\eta = \frac{V_w}{V_t} = \theta$$

Para un suelo no saturado $\theta < \eta$ (ref 4).

2.7 Causas del movimiento del agua subterránea

La fuerza impulsora del flujo de agua en el subsuelo es la carga hidráulica. Esta carga está representada por el nivel de agua en las perforaciones, la diferencia de carga entre dos puntos es igual a la diferencia de los niveles de agua en dos pozos perforados en estos puntos.

Realmente, la causa del flujo de agua en el subsuelo es la diferencia de cargas hidráulicas. Si el fluido tiene la misma carga en cualquier punto, no hay movimiento, el agua fluye en la dirección en que se disminuyen las cargas (fig 2.6).

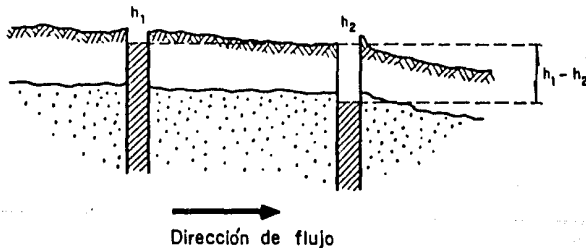


Fig 2.6 Ilustración de la dirección de flujo

2.8 Nivel freático y zonas saturada y no saturada

La más simple configuración hidrológica de condiciones saturada y no saturada es aquella de una zona no saturada en la

superficie y una zona saturada en el fondo (fig 2.7).

Frecuentemente se cree que el nivel freático existe como límite entre las dos zonas. Sin embargo hay una franja delgada saturada por encima del nivel freático el cual se define como la superficie sobre la cual la presión del fluido P , en los poros o medio poroso, es exactamente la atmosférica.

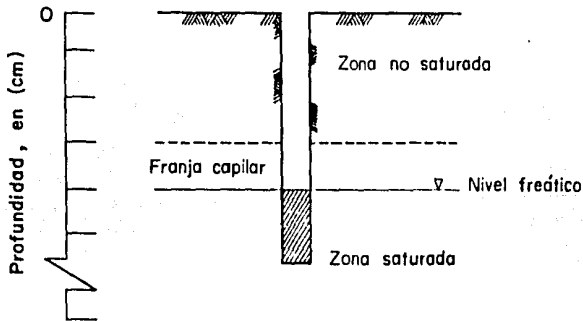


Fig 2.7 Zona saturada y no saturada

Si P es medida en presión manométrica, entonces, sobre el nivel freático, $P = 0$. Esto implica que $\psi = 0$ y puesto que $h = z + \psi$, la carga hidráulica en cualquier punto sobre el nivel freático deberá ser igual a la carga de posición, z . La posición del nivel freático frecuentemente se indica con un pequeño triángulo invertido, como se ve en la figura 2.7.

La zona saturada se encuentra abajo del nivel freático, los po

ros del suelo están llenos o saturados con agua y el contenido de agua θ es igual a la porosidad η , la presión del fluido es mayor que la atmosférica, así que la carga de presión ψ (medida como presión manométrica) es mayor que cero (fig 2.8). La carga hidráulica h , puede ser medida con un piezómetro y la conductividad hidráulica K es una constante que no es función de la carga de presión ψ .

A la zona no-saturada también se le conoce como zona de aeración o zona vadosa. Se encuentra arriba del nivel freático y arriba de la franja capilar. Los poros del suelo solo están parcialmente llenos con agua y el contenido de agua θ es menor que la porosidad. La presión del fluido es menor que la atmosférica, así que la carga por presión ψ es menor que cero (fig 2.8). La carga hidráulica h , debe ser medida con un tensiómetro. El contenido de agua θ y la conductividad hidráulica K , son funciones de la carga de presión ψ (ref 4).

$$\theta = \theta(\psi) \quad ; \quad K = K(\psi)$$

En la franja capilar los poros están saturados, pero las cargas de presión son menores que la atmosférica. A esta franja capilar también se le denomina zona tensión-saturada. Algunos autores consideran la zona tensión-saturada como parte de la zona saturada.

Cuando las cargas de presión son menores que cero los piezómetros no son adecuados para medir h , por lo que debe obtenerse indirectamente de mediciones de ψ determinada con tensiómetros. Un tensiómetro consiste en una copa porosa anexo a un tubo hermético lleno de agua. Esta copa porosa es insertada en el suelo a la profundidad deseada, donde llega en contacto con el terreno húmedo y alcanza el equilibrio hidráulico. Los procesos de equilibrio implican el paso del agua a través de la copa porosa del tubo en el suelo. El vacío producido en la superficie del tubo hermético es una medida de la carga de presión en el suelo.

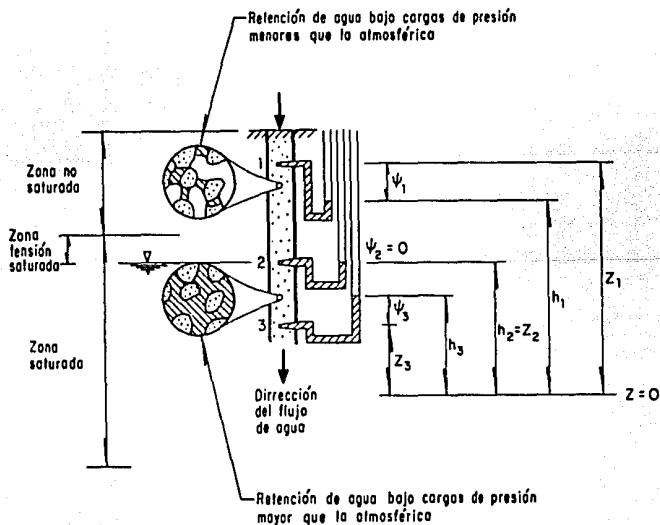


Fig 2.8 Relaciones de carga hidráulica, de presión y de posición

Para obtener la carga hidráulica h , el valor negativo ψ indicado por el medidor de vacío sobre un tensiómetro debe sumarse a la elevación Z de el punto de medida. En la figura 2.8 el instrumento mostrado en el punto 1 es un tensiómetro y en el punto 3 es un piezómetro, ambos en forma esquemática.

2.9 Acuíferos

Un acuífero es una formación geológica o un grupo de formaciones permeables saturadas que permite transmitir cantidades significativas de agua bajo coeficientes hidráulicos ordinarios. Un acuicierre es una formación que puede contener agua (algunas veces en cantidades apresiables), pero es incapaz de transmitir cantidades significativas de agua bajo gradientes hidráulicos ordinarios.

En años recientes el término acuitardo ha sido empleado para describir las camas poco permeables en una secuencia estratigráfica. Estas camas pueden ser lo suficientemente permeables para transmitir agua en cantidades que son significativas en el estudio de flujo de agua subterránea, pero su permeabilidad no es suficiente para permitir el complemento de pozos productores dentro de ellas. Una acuífuga es una formación impermeable la cual ni contiene, ni transmite agua. La mayor parte de los estratos o formaciones geológicas son clasificados ya sea como acuíferos o acuitardos, muy pocas

formaciones se ajustan a la definición de acuicierre (ref 4).

Los acuíferos más comunes son aquellas formaciones que tienen conductividades hidráulicas con valores por arriba de la media del rango observado (Tabla 2.1): gravas y arenas no consolidadas, rocas sedimentarias permeables tales como piedra arenisca y piedra caliza y rocas volcánicas fracturadas lentamente y rocas cristalinas.

Los acuitardos más comunes están formados por arcillas, lutitas y rocas cristalinas densas.

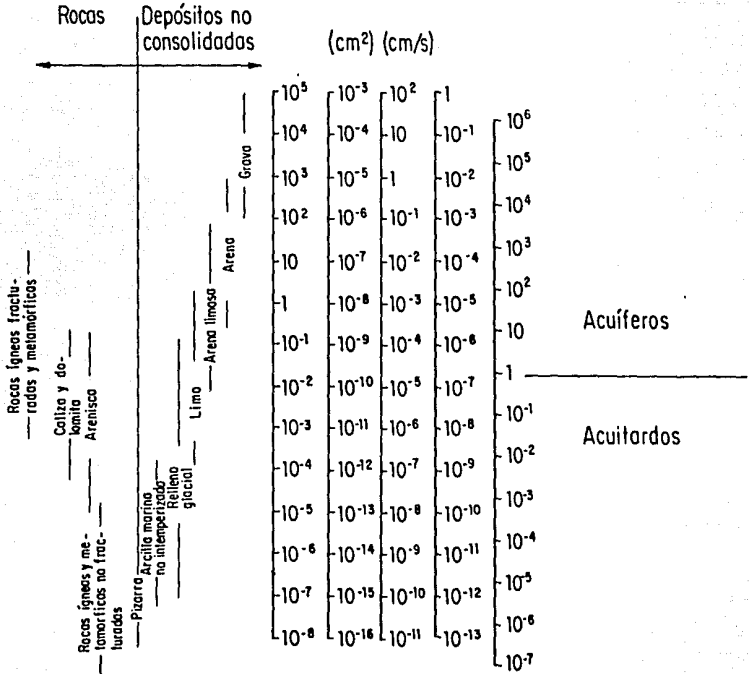
2.10 Clasificación de acuíferos

Los acuíferos pueden ser clasificados como confinados ó no-confinados dependiendo de la ausencia o presencia de un nivel freático. Un acuífero confinado es el que está limitado por formaciones poco permeables o impermeables en la parte superior e inferior. En términos generales se encuentra entre dos acuitardos.

Un acuífero no-confinado o también conocido como acuífero freático o acuífero nivel freático, es un acuífero en el que el nivel freático forma la frontera superior.

Los acuíferos confinados se encuentran a profundidad, los

TABLA 2.1 Rango de valores de conductividad hidráulica



acuíferos no-confinados cerca de la superficie terrestre.

Los niveles de agua en un número de pozos de observación perforados en cierto acuífero confinado, define una superficie imaginaria llamada superficie piezométrica. Esta es realmente un plano de la carga hidráulica en el acuífero.

Un plano piezométrico de un acuífero proporciona una indicación de la dirección del flujo de agua subterránea en el acuífero.

El concepto de superficie piezométrica es solo válida para flujos horizontales en acuíferos horizontales. Es posible confundir una superficie piezométrica con el nivel freático en áreas donde ambos acuíferos confinado y no-confinado existen. En la figura 2.9 se ve la diferencia entre los dos.

Un acuífero artesiano es un acuífero confinado donde las elevaciones de la superficie piezométrica están encima de la superficie terrestre. Un pozo en tal acuífero puede fluir libremente sin estar bombeando, en tal caso el pozo es conocido como un pozo artesiano. El nivel de agua en un pozo en un acuífero no-confinado permanece en el nivel freático (ref 5).

A los acuíferos confinados o no-confinados, que pueden ganar o perder agua a través de una o ambas de las formaciones que

los limitan de arriba o abajo son llamados acuíferos permeables. Un acuífero no-confinado el cual descansa sobre una cama semipermeable es un acuífero no-confinado permeable. Un acuífero confinado el cual tiene a lo menos un estrato confinado semipermeable es llamado acuífero confinado permeable.

En la figura 2.9 se muestran diversos acuíferos y pozos de observación. El superior es un acuífero no-confinado (A), debajo están dos confinados (B y C). En el área de recarga el acuífero B se vuelve no-confinado. Partes de los acuíferos A, B y C son permeables, con la dirección y rapidez de

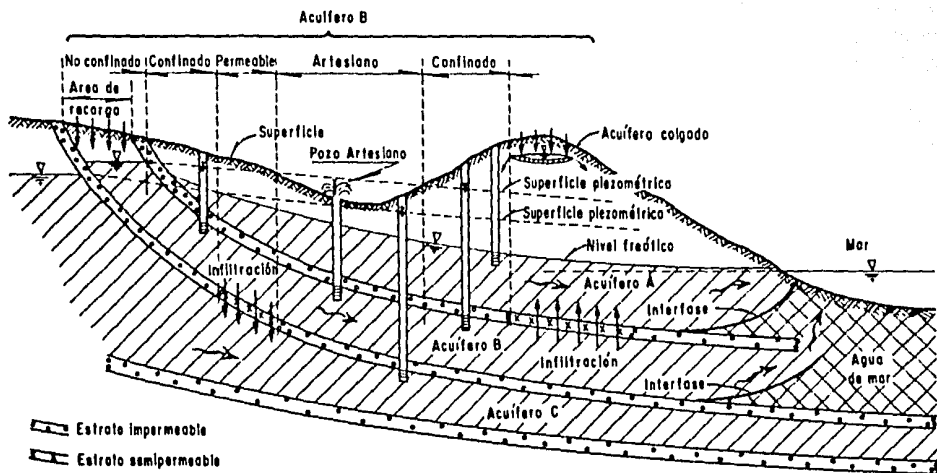


Fig 2.9 Clasificación de acuíferos

permeabilidad determinada por las elevaciones de las superficies piezométricas de cada uno de estos acuíferos. Los límites entre las diversas porciones confinadas y no-confinadas pueden variar con el tiempo como un resultado de los cambios en las elevaciones del nivel freático y superficie piezométrica. Un caso especial de acuífero no-confinado es el acuífero colgado, que ocurre donde quiera que una cama impermeable ó semipermeable de extensión de área limitada es localizada entre el nivel freático de un acuífero no-confinado y la superficie terrestre (ref 5).

2.11 Transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento

El concepto de transmisibilidad se usa generalmente para acuíferos confinados, donde b representa el espesor del acuífero.

Considerando la ecuación (2.5)

$$Q = -K i A$$

y que el área es:

$$A = b l \quad (2.14)$$

La velocidad de descarga del fluido se puede escribir como:

$$Q = - K b \ell i \quad (2.15)$$

Estableciendo que

$$T = Kb \quad (2.16)$$

$$Q = - T \ell i \quad (2.17)$$

Donde T es la transmisibilidad, dimensionalmente igual a $L^2 T^{-1}$.

Transmisibilidades mayores que $0.015 \text{ m}^2/\text{s}$, representan buenos acuíferos para pozos de explotación de agua.

El término coeficiente de almacenamiento se emplea erróneamente en el caso de acuíferos no-confinados, pero se dará su definición usual en este caso. Cuando se bombea en el acuífero, el nivel piezométrico desciende desde h_A hasta h_B (figura 2.10). Un volumen de agua V_w se extrae de la sección A. El volumen del medio poroso V_p recorrido por el manto freático es:

$$V_p = (h_A - h_B) \cdot A \quad (2.18)$$

donde A es el área de la sección.

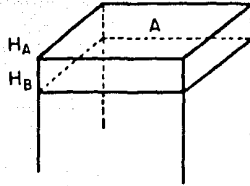


Fig 2.10 Descenso del nivel piezométrico

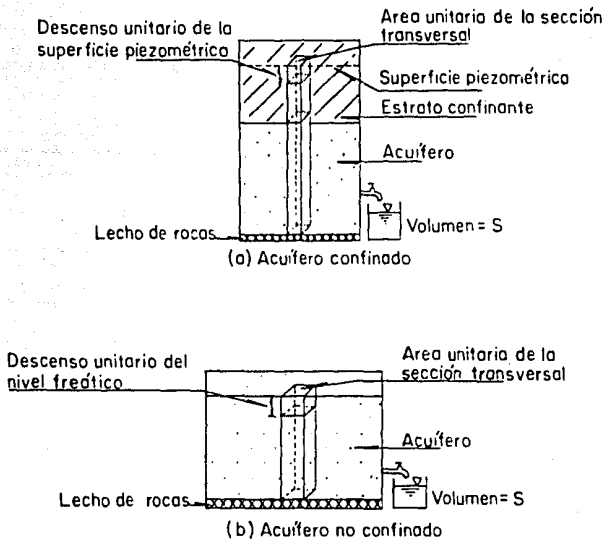


Fig 2.11 Definición del coeficiente de almacenamiento

$$V_w = \eta \cdot V_p = \eta (h_A - h_B) \cdot A \quad (2.19)$$

y como $\eta < 1$, se tiene que $V_w < V_p$. El coeficiente de almacenamiento es la porosidad efectiva. El término de coeficiente de almacenamiento realmente se aplica sólo a los acuíferos confinados. Aunque en ambos casos los esquemas son los mismos, los mecanismos físicos son diferentes.

Siendo V_w el volumen real de agua extraída durante el recorrido bajo presión de un volumen V_p (figura 2.11), se define el coeficiente de almacenamiento S por:

$$V_w = S \cdot V_p \quad (2.20)$$

siendo S adimensional.

Otra forma útil de definir S es: el coeficiente de almacenamiento es el volumen de agua que un acuífero suministra o toma para almacenamiento, por unidad de área superficial de acuífero, por unidad de cambio de la carga normal a esa superficie (ref 6).

3. ZONA DE RECARGA Y ANALISIS DE LA INFORMACION

A continuación se describen las características del sistema de recarga de la zona del lago de Texcoco así como el análisis de la información recopilada del lugar a fin de establecer un dictamen de las condiciones de la zona.

La información recopilada corresponde a datos proporcionados por la comisión del lago de Texcoco.

3.1 *Localización de la zona de recarga*

La zona del módulo experimental de recarga se localiza en el área federal del lago de Texcoco, ubicada en la parte Oriente del Valle de México, en un terreno que colinda con la barda oriente de la planta de tratamiento de lodos activados en operación; con el lado poniente del lago Nabor Carrillo y al

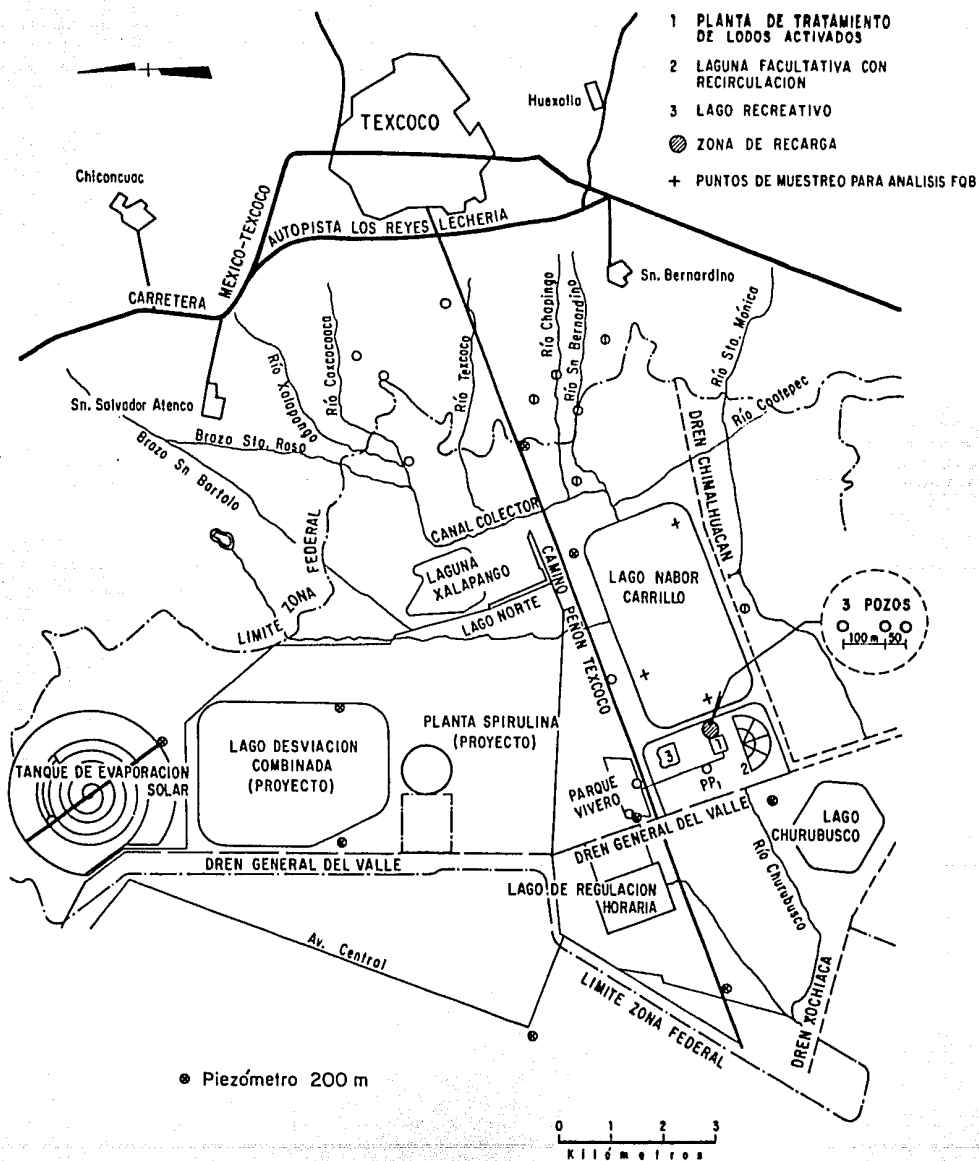


Fig 3.1 Localización del módulo de recarga

nor-orienté de la laguna facultativa con recirculación (fig 3.1).

La selección de esta zona se debió principalmente a la facilidad de obtener el agua de recarga de los diversos sistemas de tratamiento o del lago Nabor Carrillo.

3.2 Módulo de recarga

El módulo experimental de recarga consta de tres pozos, uno de recarga, uno de observación y uno de extracción, los cuales constan de tubos acoplados, de 14 pulgadas de diámetro, en la superficie, hasta una profundidad de 200 m. Los tubos son de acero y a partir de 70 m de profundidad aproximadamente, se encuentran ranurados para que salga el agua tratada en todas direcciones. La base del tubo está taponada con una base de concreto, de manera que la salida del agua solo será por las paredes de la tubería en tanto éstas no sufran un taponamiento. (Fig 3.2).

3.3 Características del suelo

Para determinar las características del acuífero se requiere conocer la estratigrafía de la zona de recarga y su conductividad hidráulica.



Fig 3.2 Tubería para los pozos de recarga

En la figura 3.3 se muestran dos perfiles estratigráficos, uno de ellos realizados por la CLT y otro por la empresa Perforaciones y Cimentaciones. así como los respectivos coeficientes de conductividad hidráulica.

Es difícil concluir acerca de los datos presentados en la figura mencionada debido a la diversidad de los resultados en cada caso, sobre todo en los coeficientes de conductividad hidráulica, K . Por ejemplo, a 55 m de profundidad uno de los estudios da un coeficiente $K = 6.3 \times 10^{-4}$ cm/s y para el mismo punto el otro estudio obtiene $K = 1.85 \times 10^{-7}$ cm/s.

Las diferencias se deben a que por lo general las pruebas de conductividad hidráulica determinadas en campo resultan distintas a las obtenidas en laboratorio.

Para efectos de la recarga mediante pozos, la zona comprendida entre los 70 y 110 m no parece adecuada debido al contenido arcilloso que se muestra en la figura 3.3, es probable que en esta zona ocurra un mayor taponamiento de los orificios de la tubería y un flujo pobre debido a la baja permeabilidad en esta zona.

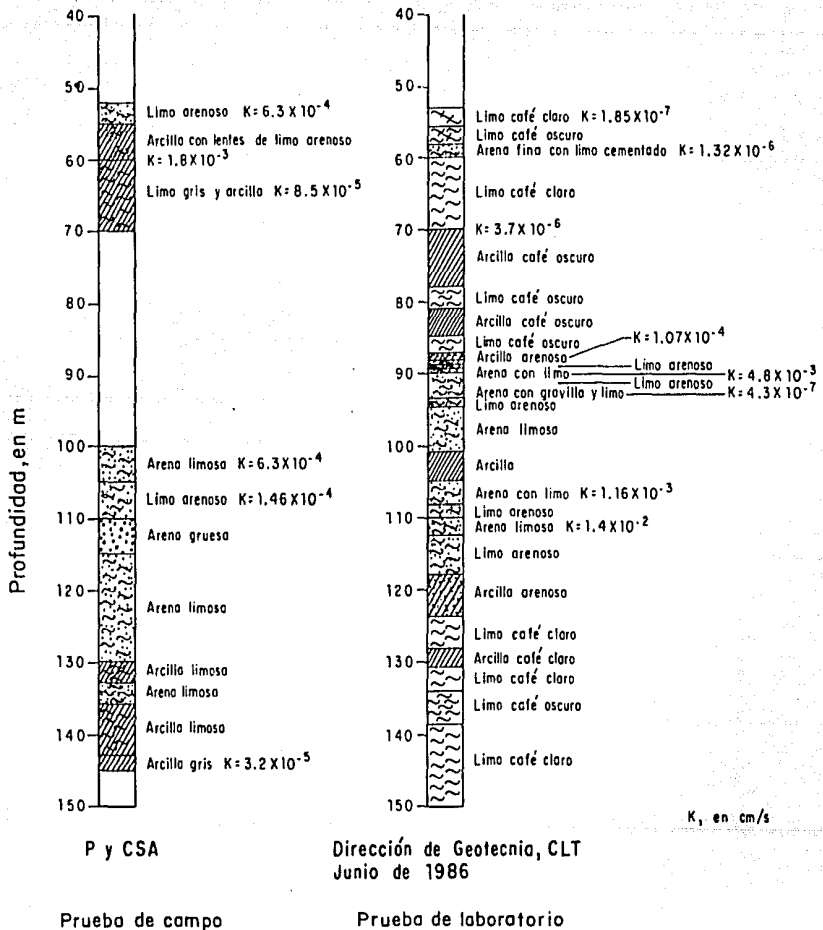


Fig 3.3 Perfil estratigráfico y coeficientes de conductividad hidráulica en la zona de recarga según dos tipos de pruebas

3.4 Características geohidrológicas del acuífero

La CLT ha realizado o contratado los trabajos de campo consistentes en sondeos eléctricos de resistividad, instalación de piezómetros y sondeos para determinar la estratigrafía y permeabilidad de los estratos.

De los resultados geofísicos se concluyó la existencia de 4 capas: la primera de aproximadamente 12 m de profundidad constituida posiblemente por arcillas lacustres cuaternarias con alta concentración de agua salada; la segunda, hacia abajo, de 50 m de profundidad, con valores de resistividad semejantes a la primera capa indican formaciones arcillosas con altas concentraciones de agua salada; la tercera, con profundidad de 110 m aproximadamente corresponde a arcillas o materiales granulares saturados con agua salada y salobre, de acuerdo con los valores de resistividad; la última capa, de aproximadamente 120 m de profundidad, cuyos valores corresponden a una grava o arena saturada (ref 8).

De las lecturas piezométricas informadas por la CLT se tiene para las condiciones actuales, el nivel estático de los pozos a aproximadamente 20 m de profundidad, por lo que en este trabajo se ha considerado que la carga hidráulica para un punto a una profundidad X , será $X-20$.

En la Tabla 3.1 se presentan los valores de coeficientes de transmisibilidad de acuerdo con la estratigrafía y coeficientes de conductividad hidráulica obtenidas por la CLT, con la ecuación 2.

TABLA 3.1. CARACTERISTICAS GEOHIDROLOGICAS CALCULADAS DE ACUERDO CON LOS COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD DE LA CLT.

ESTRATO	ESPESOR b, en m	COEFICIENTE K, en m/d	COEFICIENTE DE TRANSMISIBILIDAD T, en m ² /d
Limo (53-58)	5	1.6×10^{-4}	8×10^{-4}
Arena fina (58-60)	2	1.14×10^{-3}	2.28×10^{-3}
Limo café claro (60-70)	10	3.19×10^{-3}	3.19×10^{-2}
Arcilla café oscuro (70-78)	8	-	-
Arcilla arenosa (87-88.5)	1.5	0.09	0.14
Arena con limo (89-90)	1	4.15	4.15
Limo arenoso y arena limosa (93-101)	8	-	-
Arcilla (101-105)	4	-	-
Arena con limo (105-108)	3	1.0	3.0
Limo arenoso y arena limosa (108-120)	12	12.1	145.1
Limo café oscuro (120-134)	14	-	-

3.5 Características del agua tratada

Existen varias opciones para tomar el agua de recarga, que posteriormente pasará por un sistema de tratamiento avanzado, estas son: efluente del sistema de lodos activados, efluente del sistema facultativo con recirculación, agua almacenada en el lago Nabor Carrillo.

Para este estudio se consideraron tres puntos del lago Nabor Carrillo, uno de los cuales corresponde a la descarga de la planta de lodos activados. La laguna facultativa con recirculación se encuentra actualmente en construcción por lo que de ésta no hay información.

La CLT ha considerado el muestreo y análisis de parámetros en los puntos del lago Nabor Carrillo conocidos como: descarga, lado oriente, lado poniente, e influente a la planta de tratamiento avanzado, sin embargo no se tiene información de todos ellos ya que en ocasiones no hay datos para algunos parámetros y en otras los valores son inválidos.

Para analizar la información se aplicó a los parámetros un programa que calcula la media y desviación estándar, eliminando los parámetros que en todas sus determinaciones presentan valores de cero.

El número de datos, para cada parámetro, es variable debido a la información no periódica ya mencionada pero en términos generales los datos corresponden al periodo de septiembre de 1983 a marzo de 1986, y la información de compuestos orgánicos corresponden al periodo de septiembre a noviembre de 1987.

La información se ordenó de diversas maneras:

- a) Parámetros con valores finales de la media (Tabla 3.2)
- b) Parámetros con valores finales de desviación estándar. (ref 7).
- c) Parámetros con valores agrupados por año y por estación a fin de observar la evolución con el tiempo así como la influencia de los cambios estacionales (ref 7).

Del análisis de esta tabla es posible concluir que el agua para el sistema de tratamiento avanzado debería tomarse de la descarga de la planta de lodos activados hacia el lago Nabor Carrillo y no del influente a P.T.A., así llamado en dicha tabla, que esta muy cercano al punto de muestreo zona poniente, debido a la cercanía de la toma con el módulo de recarga y de la mejor calidad del agua principalmente, aunque falta considerar el análisis del agua de la laguna facultativa con recirculación.

TABLA 3.2. RESULTADOS ESTADISTICOS DE LOS PARAMETROS ANALIZADOS PARA EL LAGO NABOR CARRILLO Y LA DESCARGA DE LA PLANTA DE LODOS ACTIVADOS.

PARAMETRO	DESCARGA \bar{X}	ZONA ORIENTE \bar{X}	ZONA PONIENTE \bar{X}	INFLUENTE A P.T.A. \bar{X}
Coliformes Cta. Standar (col/ml)	509.1	-	-	-
C.E. ($\mu\text{mho/cm}$)	324	2349	2088	-
pH	8.18	9.77	9.73	-
OD	5.9	10.24	9.72	-
DBO	25.7	63.9	42.2	-
DQO	135.8	299.8	338.1	-
ST	1464.3	4437.3	4128	-
SST	53.6	157	169.7	-
SDT	1415	4280.2	3959	-
Alcalinidad total	449	1039	973	-
Alcalinidad (HCO_3)	445	481	453	-
Dureza Total	205	104	105	-
Calcio	105	70	60	-
Magnesio	98.9	44	44	-
Cloruros	197.8	1058.2	964	-
Sulfatos	112	179	181.6	-
Sodio	297.2	1247	1115	-
Potasio	46	169.9	168.2	-
N- NH_3	11.6	0.11	0.09	-
N-Organico	4.9	11	8.6	-
N-Total	18.7	11	7.5	-
Fosfatos	14.6	17.6	17.8	-
Fosfatos Sol	14.7	19.3	18.8	-
Fosfatos Tot.	16.6	21.5	20.7	-
Grasas y aceites	11.4	7.3	10.2	-
SAAM	4.9	3.7	4	-
Boro	1.3	5.4	4.9	-
Cobre	0.01	0	0.01	-
Cromo	0.01	0.02	0.01	-
Fierro	0.34	0.82	0.61	-
Zinc	0.04	0.02	0.02	-
Manganeso	0.09	0.01	0.01	-
Niquel	0.02	0.02	0.02	-
Aluminio	107	2.03	0.99	-
4-Nitrofenol	0.132	-	-	0.238
Di-n-butilftalato	0.023	-	-	0.022
bis (2 Etil Hexilftalato)	0.107	-	-	0.155
Etil Benceno	0.030	-	-	0.003
2-Metilheptadecano	0.007	-	-	0.004

TABLA 3.2. (CONTINUACION)

PARAMETRO	DESCARGA \bar{X}	ZONA ORIENTE \bar{X}	ZONA PONIENTE \bar{X}	INFLUENTE A P.T.A. \bar{X}
2-Metilnonadecano	-	-	-	0.002
Ac-Bis (2-Metil propil)				
2 Butenedioico	0.008	-	-	0.013
Ac-4- Ciano 3-Metoxiff-nil Benzoico	-	-	-	0.006
2-Propil 1 Heptanol	0.203	-	-	-
3-Metiltridecano	0.001	-	-	0.002
3-Metilhexadecano	0.004	-	-	-
17-b-Hidroxil 5(a)				
Androstan 3 Ona	0.003	-	-	-
9-Octadecenamida	0.001	-	-	0.002
1,2-Dimetil Benceno	0.024	-	-	0.002
1-Cloro-Hexadecano	0.001	-	-	-
Tridecatrienonitrilo	0.004	-	-	-
Butil-Isopropil Sulfona	0.003	-	-	-
5,5-Dimetil 2 Hexeno	0.003	-	-	-
6-Metil 3 Undeceno				
Pentacosano	-	-	-	0.004
1,2-Trans-Ciclopentano	0.002	-	-	-
Ac. 5 Pentil Ester Butírico	0.001	-	-	0.001
Eicosano	-	-	-	0.003
4-Metilpentanamida	0.001	-	-	0.003
Extractables Sancionados	0.100	-	-	0.181
Extractables no-sancionados	0.010	-	-	0.004
Extractables Totales	0.140	-	-	0.214
1,1-Dicloroetano	0.200	-	-	0.308
1,1,1-Tricloroetano	-	-	-	0.017
Clorofomo	0.059	-	-	-
Bromodiclorometano	0.025	-	-	0.019
Tetracloruro de carbono	-	-	-	0.003
Tricloroetileno	0.130	-	-	0.075
Dibromoclorometano	0.021	-	-	-
Volátiles Totales	0.109	-	-	0.140
Coliformes				

NOTA: Las unidades son mg/l excepto donde se indica

\bar{X} : Media

3.6 Características del agua subterránea

Para obtener las características del agua subterránea de la zona, la CLT proporcionó información sobre el pozo denominado CLT-4 ya que es de aproximadamente 200 m de profundidad, que coincide con los pozos de recarga, y en lo referente a compuestos orgánicos la información es de un pozo del módulo de recarga.

En la Tabla 3.3 se muestra el análisis estadístico.

3.7 Dictamen de las condiciones actuales de la zona

Para establecer la factibilidad de recargar el acuífero con agua renovada es básico conocer las características fisicoquímicas y biológicas tanto del agua de recarga como del acuífero, ya que así se considera la prevención del deterioro de la calidad del agua natural del acuífero y se conoce la compatibilidad química, del agua de recarga con la del acuífero de manera que se garantice el funcionamiento, en condiciones estables de un pozo durante el periodo de tiempo de diseño.

A continuación se hace la comparación de la información proporcionada por la CLT, referente a la calidad del agua del acuífero con la del efluente del tratamiento secundario y las normas internacionales para sancionar la calidad del agua po-

TABLA 3.3. RESULTADOS ESTADISTICOS DE LOS PARAMETROS ANALIZADOS PARA EL POZO CLT-4 Y UNO DE LOS POZOS DEL MODULO DE RECARGA.

PARAMETRO	POZO CLT-4 \bar{X}	POZO DE RECARGA \bar{X}
C.E. ($\mu\text{mho/cm}$)	883.9	-
pH	7.9	-
OD	1.67	-
DEO	3.3	-
DQO	16	-
ST	1088.9	-
SST	14.8	-
SDT	994	-
Alcalinidad Total	234	-
Alcalinidad (HCO_3)	234.7	-
Dureza Total	115	-
Calcio	52	-
Magnesio	63.4	-
Cloruros	175.4	-
Sulfatos	1.53	-
Sodio	186	-
Potasio	23.1	-
N- NH_3	0.04	-
N-Organico	0.58	-
N-Total	-	-
Fosfatos	1.21	-
Fosfatos Solubles	-	-
Fosfatos Totales	1.4	-
Grasas y Aceites	-	-
SAM	-	-
Boro	0.02	-
Cobre	0.02	-
Cromo	0	-
Fierro	0.29	-
Zinc	0.01	-
Manganeso	0.51	-
Niquel	0.02	-
Aluminio	-	-
4-Nitrofenol	-	0.003
Di-n-butilftalato	-	-
bis (2 Enl Hexilftalato)	-	-
Etil Benceno	-	-
2-Metil Heptadecano	-	0.0005
2-Metilnonadecano	-	0.0005
Ac.-bis (2-Metil propil)	-	-

PARAMETRO	POZO CLT-4 \bar{X}	POZO DE RECARGA \bar{X}
2 Butenedioico	-	-
Ac.-4 Ciano 3-Metoxifenil Benzoico	-	-
2-Propil 1 Heptanol	-	-
3-Metiltridecano	-	0.0005
3-Metilhexadecano	-	0.0005
17-b-Hidroxi 5(a) Androstan 3 Ona	-	-
9-Octadecenamida	-	-
1,2-Dimetil Benceno	-	-
1-Cloro-Hexadecano	-	-
Tridecatrienonitrilo	-	-
Butil-Isoropil Sulfona	-	-
5,5-Dimetil 2 Hexeno	-	-
6-Metil 3 Undeceno	-	-
Pentacosano	-	-
1,2-Trans-Ciclopentano	-	-
Ac. 5 Pentil Ester Butirico	-	-
Eicosano	-	-
4-Metilpentanamida	-	-
Extractables sancionados	-	-
Extractables No-Solucionados	-	-
Extractables Totales	-	0.0049
1,1-Dicloroetano	-	-
1,1,1-Tricloroetano	-	-
Cloroformo	-	-
Bromo Diclorometano	-	-
Tetracloruro de carbono	-	-
Tricloroetileno	-	-
Dibromo Clorometano	-	-
Volátiles Totales	-	-

NOTA: Las unidades son mg/l excepto donde se indica.

\bar{X} : Media

En esta Tabla se muestra el análisis estadístico del cual es posible concluir que el agua es de calidad aceptable puesto que no se aprecia ningún valor fuera de los criterios generales.

table. (Tabla 3.4).

En primer término es importante observar que el valor de los coliformes sobrepasa mucho el valor permitido y esto es consecuencia de que actualmente no se aplica ningún sistema de desinfección.

Se notaron incongruencias y dudas en los datos de los siguientes parámetros OD, DBO, Nitrógeno amoniacal y nitratos, por lo que el Instituto de Ingeniería realizó un muestreo en la descarga de la planta de lodos activados, reportando los siguientes valores para los parámetros mencionados antes.

OD 7.8 mg/l, DBO₅ 40 mg/l, N-NH₃ 6.5 mg/l, NO₃ 2.03 mg/l

Las mediciones de OD efectuadas por el Instituto de Ingeniería presentan un valor de 7.8 mg/l que si bien es una concentración elevada, es factible y puede deberse a la influencia del mezclado en la zona de descarga del efluente de la planta de lodos activados.

En cuanto a los metales no sobrepasan los límites permisibles con excepción del hierro con un valor medio de 0.34 mg/l, aunque no es muy fuerte la diferencia.

TABLA 3.4. NORMAS INTERNACIONALES PARA SANCIONAR LA CALIDAD DEL AGUA POTABLE

PARAMETRO	MEXICO SSA 1953 (1)	OMS 1972 (2)	OMS EUROPA 1966 (3)	EUA 1975 (4)
Nitrógeno amoniacal	0.5	-	0.5	-
Nitratos	25.0	-	50	44.3
Sólidos totales	1000	1500	-	-
Dureza total	300	-	500	-
Cloruros	200	510	350	-
Sulfatos	200	400	250	250
Calcio	75	200	-	-
Magnesio	50	150	125	-
Zinc	5.0	15.0	5.0	5.0
Cobre	1.0	1.5	3.0	1.0
Fluor	1.25	0.5	1.5	2.0
Fierro	0.30	1.0	0.1	0.3
Plomo	0.10	0.1	0.1	0.05
Arsénico	0.05	0.05	0.2	0.05
Cromo	0.05	-	-	0.05
Fenoles	0.001	0.002	0.001	0.001
pH (unidades de pH)	7-8.5	6.5-9.2	-	6.5-8.5
Manganeso	0.10	0.5	0.10	0.05
Cadmio	0.01	0.01	0.05	0.01
SAZN	0.50	1.00	-	0.50
Cianuros	0.02	0.05	0.01	0.01
Bario	1.0	-	-	1.0
Plata	0.05	-	-	0.05
Grasas y aceites	-	0.3	-	-
Mercurio	-	0.001	-	0.002
Aldrín	-	-	-	0.017
Clordano	-	-	-	0.003
DDT	-	-	-	0.042
Dieldrín	-	-	-	0.017
Eldrín	-	-	-	0.0002
Heptacloro	-	-	-	0.018
Lindano	-	-	-	0.054
Metoxicloro	-	-	-	0.100
Organofosfarados	-	-	-	-
Toxafeno	-	-	-	0.005
Herbicidas totales	-	-	-	0.100
Coliformes (col/l)	<20	0	0	1
Cuenta estandar (col/ml)	<200	-	-	-

NOTA: Las unidades están en mg/l, salvo indicación contraria

(1) "Normas para el Agua Potable". México, S.S.A., 1953

(2) "Normas Internacionales para el Agua Potable", OMS, 1966

(3) "Normas Europeas para Agua Potable", OMS, 1966

(4) "Federal Register" Code of Federal Regulations RO 40 parts 100-399, 1974

Llamam la atención los altos valores de los parámetros relacionados con salinidad: SDT y cloruros, así como de grasas y aceites, SAAM, nitrógeno amoniacal, sulfatos, calcio, magnesio, sólidos totales, fosfatos y boro.

En cuanto a los metales pesados (sodio y potasio) los valores son altos.

La alcalinidad (bicarbonatos) tiene un valor de 445 mg/l en la descarga y 234.7 mg/l en el pozo CLT-4.

En lo que se refiere a los compuestos orgánicos se ha tomado como base el criterio para protección del agua subterránea establecido por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos, EPA, a partir de los estudios de riesgos a la salud por ingestión de agua con este tipo de compuestos (ref 15), debido a que en México, aún no existe una reglamentación para regular las concentraciones permisibles de los compuestos orgánicos sintéticos en el acuífero.

De acuerdo con los resultados se tiene una concentración promedio de 0.140 mg/l de compuestos extractables en la descarga de la planta de lodos activados y en el pozo de recarga 0.0049 mg/l. Aun cuando puede verse la diferencia de concentraciones entre los resultados de la descarga y el pozo de recarga cabe mencionar que el agua del acuífero contiene ya algunos compues

tos orgánicos sintéticos.

De acuerdo con los resultados se tiene una concentración de compuestos volátiles halogenados de 0.109 mg/l en tanto que el criterio de la EPA manifiesta que el valor permisible es de 0.0005 mg/l. Lo anterior indica que se requiere un sistema de tratamiento de muy alta eficiencia.

En cuanto a los pesticidas clorados, no se detectaron.

El impacto de los compuestos orgánicos sintéticos en la calidad del agua del acuífero debe incluir el conocimiento de su producción, persistencia, tendencia a la dispersión y consecuencias biológicas.

De acuerdo con este criterio Stephenson (ref 16) realizó una tabla con los 10 compuestos de mayor riesgo a la salud de los cuales 2 se encuentran en los muestreos realizados (tetracloruro de carbono y cloroformo).

4. PROCESOS DE TRATAMIENTO AVANZADO

Los procesos de tratamiento avanzado para agua residual son empleados para remover contaminantes que no se removieron adecuadamente en los procesos de tratamiento secundario. Estos contaminantes pueden incluir compuestos inorgánicos solubles tales como fósforo o nitrógeno, los cuales pueden soportar crecimientos algáceos en influentes acuosos; materiales orgánicos que contribuyen a la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO), color, sabor y olor; bacterias; virus; sólidos coloidales que contribuyen a la turbiedad; materiales solubles que pueden interferir con subsecuentes reusos del agua residual.

Los procesos de tratamiento avanzado para agua residual pue-den usarse en conjunción con los procesos biológicos o pue-den usarse de manera independiente (ref 11).

En este capítulo se explicarán algunos procesos de tratamiento avanzado, y se propondrán los procesos necesarios para el caso específico de la zona del ex-lago de Texcoco, considerando los datos analizados anteriormente.

4.1 Clarificación química

La clarificación química es un proceso de tratamiento compuesto de tres distintas operaciones:

- 1) Coagulación
- 2) Floculación
- 3) Sedimentación

La coagulación es el proceso en el cual se agregan químicos al agua residual dando como resultado una reducción de las fuerzas que tienden a mantener las partículas suspendidas separadamente. La floculación es la aglomeración de material suspendido formando partículas que pueden asentarse por gravedad. La sedimentación es la separación de sólidos suspendidos del agua residual por gravedad.

La clarificación química puede llevarse a cabo en depósitos separados de coagulación, floculación y sedimentación, o en un solo depósito del tipo unidad de contacto-sólidos.

Las sustancias que pueden ser removidas o reducidas por clarificación química son:

- 1) Material orgánico e inorgánico suspendido. Esto es generalmente posible para remover material cuyas partículas sean mayores a una micra en tamaño.
- 2) El fosfato disuelto puede ser reducido usualmente a menos de 1 mg/l con alumbre (sulfato de aluminio), sales de fierro o cal. Ciertos polímeros son igualmente capaces de remover fosfatos de aguas residuales.
- 3) Calcio, magnesio, sílice y fluoruro puede ser removido con cal. Remociones más grandes de calcio y magnesio pueden ser obtenidas con cal en aguas residuales con alto contenido de dureza (carbonatos).
- 4) Algunos metales pesados pueden ser removidos. La cal es especialmente efectiva en precipitados de cadmio, cromo, cobre, níquel, plomo y plata.
- 5) Asimismo es posible reducir el número de bacterias y virus. La cal es particularmente efectiva en reducir los niveles de bacterias y virus por el alto valor del pH que se obtiene usualmente de 10.5 a 11.5, en los depósitos de floculación y sedimentación.

4.1.1 Coagulación

La coagulación se realiza en depósitos de mezcla rápida o mezcla relámpago (Flash). Todas las investigaciones concuerdan en que las reacciones de coagulación son muy rápidas, probablemente tomando menos de un segundo. Por lo tanto la función primaria de un depósito de mezcla rápida es dispersar el coagulante de tal manera que este tenga contacto con toda el agua residual. La presencia y relativamente alta concentración, de materia orgánica hace que la coagulación del agua residual sea un proceso complejo. Por lo general es difícil obtener una buena coagulación en el tratamiento de agua residual.

Los coagulantes primarios que deben ser usados en el tratamiento de agua residual son: 1) Cal, 2) Alumbre (sulfato de aluminio), y 3) sales de fierro tales como cloruro férrico, sulfato férrico y sulfato ferroso.

El sulfato de aluminio es usado más frecuentemente que las sales de fierro porque este es usualmente más barato. Las sales de fierro tienen una ventaja sobre el sulfato de aluminio porque ellas son más efectivas a rangos de pH más amplios.

La cal es un coagulante puesto que produce un flóculo pesado constituido por carbonato de calcio y hidróxido de magnesio. Este flóculo pesado tiene propiedades coagulantes y floculan-

tes. Los coagulantes más ampliamente usados en tratamiento de agua residual son sulfato de aluminio y cal. La selección de un coagulante requiere el uso de laboratorio o estudios de coagulación en plantas piloto.

4.1.2 Floculación

El propósito de la floculación es incrementar las colisiones de sólidos coagulados de modo que estas aglomeraciones formen sólidos sedimentables o filtrables. La floculación es completada por agitación prolongada de partículas coaguladas. A fin de favorecer un incremento en el tamaño y/o densidad.

Los procesos de coagulación y floculación se representan cualitativamente en la figura 4.1.

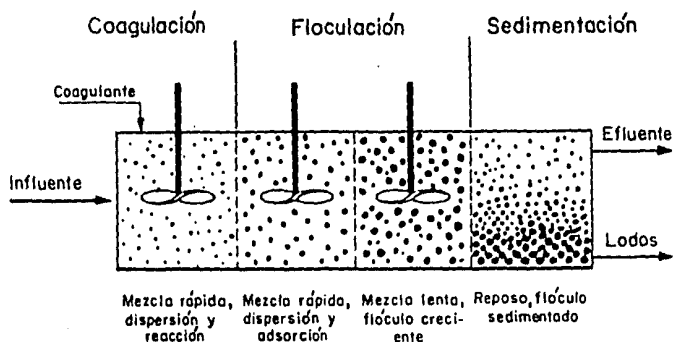


Figura 4.1. Secuencia esquemática de los procesos de coagulación, floculación y sedimentación.

El proceso de floculación generalmente consta de un mezclado rápido que promueve la dispersión y agregación inicial de las partículas primarias y un mezclado lento cuando los agregados pueden crecer en flóculos de suficiente tamaño para separarlos posteriormente por sedimentación, flotación de aire disuelto o filtración (ref 13).

4.1.3 Sedimentación

La sedimentación es una operación unitaria de separación sólido-líquido utilizada para remover sólidos suspendidos por asentamiento gravitacional. Es usada comunmente en tratamiento de aguas, tratamiento de agua residual y tratamiento avanzado de agua residual.

En tratamiento de aguas las principales aplicaciones son:

1. Asentamiento simple de aguas superficiales anterior al tratamiento por una planta de filtración de arena rápida.
2. Asentamiento de aguas coaguladas y floculadas anterior a la filtración de arena rápida.
3. Asentamiento de aguas coaguladas y floculadas en una planta de ablandamiento del tipo cal-carbonato.

4. Asentamiento de aguas tratadas en una planta de remoción de fierro o manganeso.

En un tratamiento de agua residual los principales usos son:

1. Remoción de arenisca o arena y aluvión
2. Remoción de sólidos suspendidos en clarificación primaria.
3. Remoción de flóculos biológicos en la clarificación final de lodos activados.
4. Remoción de humus en la clarificación final de los filtros percoladores.

En tratamiento avanzado de agua residual y tratamiento terciario, la principal propuesta es la remoción de flóculos, coagulados químicamente anterior a la filtración (ref 12).

Con base en la concentración y la tendencia de las partículas a interactuar, cuatro tipos de sedimentación pueden ocurrir:

- a) Tipo I (Partículas discretas)
- b) Tipo II (Partículas floculantes)

- c) Tipo III (Partículas que se obstruyen)
- d) Tipo IV (Partículas en compresión)

Durante la operación de sedimentación, es común que se tenga más de un tipo de asentamiento o sedimentación ocurriendo al mismo tiempo y es posible que se tengan los cuatro tipos ocurriendo simultáneamente. Estos tipos de fenómenos de sedimentación se describen en la Tabla 4.1 (ref 14).

Los tipos de sedimentación antes mencionados se pueden observar si se coloca en una probeta de vidrio una suspensión (por ejem. lodos activados). Al cabo de cierto tiempo aparece una interfase, de tal modo que se puede medir la altura de esta a intervalos de tiempo y después construir un diagrama como el de la figura 4.2 (ref 14).

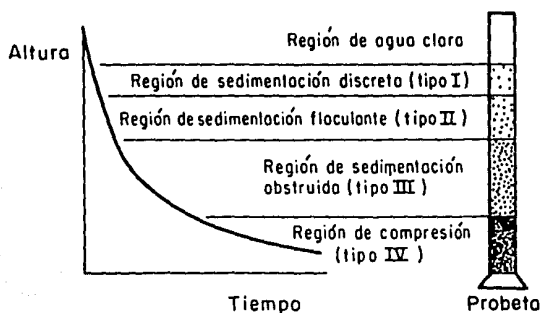


Figura 4.2. Esquema de las regiones de sedimentación y la curva de sedimentación.

TABLA 4.1. TIPOS DE FENOMENOS DE SEDIMENTACION

TIPOS DE FENOMENOS DE SEDIMENTACION	DESCRIPCION	APLICACION/OCURRENCIA
Partícula Discreta (Tipo I)	Sedimentación de partículas discretas y no floculantes en una suspensión diluida. Las partículas sedimentan como unidades independientes y no hay interacción entre ellas.	Remueve partículas de arenisca y arena del agua residual
Partículas Floculantes (Tipo II)	Sedimentación de partículas floculantes en una suspensión diluida. Las partículas floculan durante la sedimentación incrementando su tamaño y velocidad.	Remueve una porción de los sólidos suspendidos en aguas residuales no tratadas en la sedimentación primaria y en porciones superiores de la sedimentación secundaria. También remueve los floculos químicos en tanques de sedimentación.
Partículas que se obstruyen (Tipo III)	Sedimentación de partículas de una concentración intermedia. En este caso, las partículas están tan próximas que las fuerzas de cohesión obstaculizan la sedimentación, de tal forma que permanecen en una posición fija relativa a las otras y, todas sedimentan a una velocidad constante. Físicamente se distingue una interfase sólido-líquido entre la masa de partículas y el líquido clarificado.	Ocurre en la sedimentación secundaria usada en conjunción con el tratamiento biológico.
Partículas en compresión (Tipo IV)	Sedimentación en la cual las partículas tienen una concentración tan alta que estas se tocan entre si y, la sedimentación ocurre por compresión o compactación de la masa.	Ocurre en el fondo de los clarificadores usados en el proceso por lodos activados para tratamiento de aguas residuales.

4.2 Recarbonatación

La recarbonatación es un proceso unitario para tratamiento de agua.

La adición de suficiente cal en el proceso de coagulación, a las aguas residuales, aumenta el pH y transforma los bicarbonatos y carbonatos a hidróxidos; esta transformación es incidental a los principales propósitos de tratamiento, que son coagulación de materia no sedimentable y remoción de fósforo. La recarbonatación es un término aplicado a la adición de dióxido de carbono al agua tratada con cal. Cuando el dióxido de carbono es adicionado a un pH alto, este es disminuido y los hidróxidos son reconvertidos a carbonatos y bicarbonatos. De este modo, el término recarbonatación es muy descriptivo del resultado de adicionar dióxido de carbono a aguas residuales.

El propósito básico de la recarbonatación es el ajuste descendiente del pH del agua. En la práctica el CO_2 se adiciona a la cabeza de los filtros a fin de evitar que el tamaño de grano aumente, debido al carbonato de calcio, lo cual puede disminuir la eficiencia del filtro. En el tratamiento avanzado de aguas residuales, el control de pH por recarbonatación, tiene incluso mayor significancia que en el trabajo de instalaciones de abastecimiento de agua, debido a los efectos de

pH en los procesos de tratamiento comunmente encontrados en aguas de río abajo.

Hay varias razones para el ajuste del pH de aguas residuales durante el tratamiento. La coagulación, floculación y clarificación de aguas residuales puede ser completada en un rango poco amplio de pH, pero los coagulantes particulares o coagulantes auxiliares producen resultados óptimos dentro de un rango más estrecho de valores de pH. La cal generalmente da buenos resultados en aguas residuales domésticas a valores de pH sobre 9.6 o 9.8. El alumbre es ordinariamente bueno a valores de pH debajo de 7.3 o sobre 8.6.

La filtración, a través de un medio granular, es adecuada en un rango de pH de 6.5 - 7.5, pero la filtrabilidad depende de muchos factores, incluyendo las características físicas y químicas del agua, el coagulante usado y los químicos empleados como auxiliares de la filtración. La adsorción de compuestos orgánicos en el agua con carbón activado granular, generalmente se lleva a cabo en un rango de pH de 5-9, con una mejor adsorción en valores abajo de 7.

En ocasiones si el pH está arriba de 9 la desorción puede ocurrir. Esto es, los compuestos orgánicos que fueron adsorbidos previamente sobre carbón serán puestos en libertad si el pH del agua es alto. Por ejemplo, una columna de carbón acti

vado granular que opera por varios días a pH 7 con buena remo
ción de color, puede verse afectada si el agua con un pH de
10 pasa a través de la columna, por lo que el color del
efluente será indudablemente más alto que en el influente de-
bido a la desorción.

4.3 *Filtración*

La filtración consiste en hacer pasar un fluido con materia
en suspensión a través de un medio poroso que permita el paso
del líquido pero no de las partículas sólidas.

Una eficiente filtración puede remover partículas y materia
coloidal que no sedimentan después de un tratamiento biológi-
co o floculación química o ambos; incrementa la remoción de
sólidos suspendidos, turbiedad, fósforo, *DBO*, *DQO*, metales pe-
sados, asbestos, bacterias y virus; mejora la eficiencia, re-
duce el costo de desinfección a través de la remoción de mate-
ria suspendida y otras sustancias de interferencia; protege
al carbón activado contra la suciedad e incrementa la efi-
ciencia de la adsorción del carbón por reducción de la carga
de orgánicos adicionados. (Ref 18).

Debido a la gran diversidad de aplicaciones se encuentran cla-
sificaciones muy diferentes. A continuación se presentan las
principales formas de clasificar a los filtros.

4.3.1 Clasificación de acuerdo con el tratamiento previo que se le da al influente

De acuerdo con este tipo de filtración: la directa y la convencional.

La filtración directa es en la que se agregan directamente los coagulantes y puede o no tener un proceso previo de floculación. Su característica principal es que no existe sedimentación.

En la filtración convencional el agua debe recibir el esquema habitual de tratamiento, es decir: coagulación, floculación y sedimentación. Se puede utilizar un medio único de arena, medios duales o medios múltiples.

4.3.2 Clasificación de acuerdo con la forma en que se retienen los sólidos

Se distinguen dos tipos: La filtración superficial y la filtración en profundidad.

La filtración superficial (sobre membrana) tiene como objetivo retener en la superficie las partículas y microorganismos, para lo cual se emplea un medio poroso poco profundo como soporte.

La filtración a profundidad se usa comunmente en el tratamiento de agua. La retención de sólidos se realiza en todo el cuerpo del filtro el cual se compone de material granular.

4.3.3 Clasificación dentro del campo de tratamiento de agua

Para el tratamiento de agua los filtros empleados son con medio granular. En este caso su clasificación se realiza de acuerdo con la fuerza impulsora en: filtros a gravedad y filtros a presión. Posteriormente los filtros se pueden subdividir tomando en cuenta el sentido del flujo. En la figura se presenta la clasificación para los filtros de tratamiento de agua.

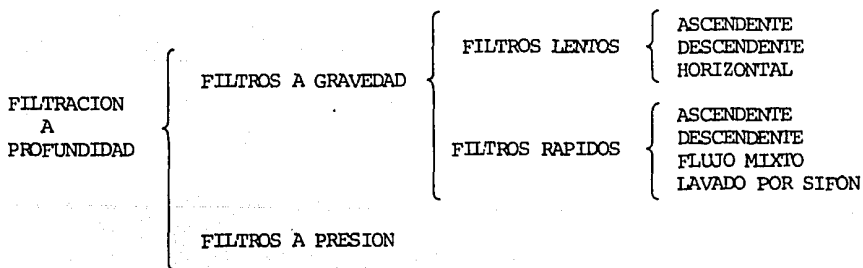


Fig 4.3. Clasificación de los filtros de tratamiento de agua

Los filtros a gravedad tienen como fuerza impulsora la acción de la gravedad. La columna del líquido acumulada sobre el medio provoca el paso del agua a través de él. Dependiendo don

de se sitúe dentro del proceso, su tratamiento puede ser primario, secundario o terciario. Estos filtros pueden trabajar a diferentes intervalos de velocidad por lo que existen filtros lentos y rápidos.

Los filtros lentos trabajan a velocidades de filtración entre 0.08 a 0.58 m/h (2 a 14 m³/m²d). Los filtros rápidos trabajan a velocidades de filtración dentro del intervalo de 2.0 a 25 m/h (48-600 m³/m²d).

Los filtros a presión se encuentran en tanques metálicos totalmente cerrados donde la fuerza impulsora es ejercida por la presión de bombeo. La selección de la talla efectiva del medio y su altura depende de la velocidad de filtración, de la pérdida de carga hidrostática y el tamaño de partícula que será filtrada, (ref 18).

4.4 Adsorción

En general, la adsorción es el proceso de coleccionar sustancias solubles que estan en solución o en una interfase conveniente. La interfase puede estar entre el líquido y un gas, un sólido u otro líquido. (Ref 14)

En el tratamiento de agua la adsorción es aplicada para remover compuestos que causen mal olor, sabor y color. En trata-

miento avanzado de agua residual se usa para adsorber compuestos orgánicos, compuestos orgánicos tóxicos y algunos materiales inorgánicos, incluyendo algunas trazas de metales potencialmente tóxicos.

El carbón activado es un adsorbente que es ampliamente usado en tratamiento de agua, tratamiento avanzado de agua residual; y el tratamiento de ciertas aguas residuales con alta influencia industrial, debido a su capacidad de adsorber una extensa variedad de compuestos químicos orgánicos.

En general la estructura porosa y la alta área de superficie son las más importantes características del carbón activado.

Hay varios factores que afectan la adsorción por carbón activado, tales como sus propias características, concentración y del material a adsorber, tipo del agua residual, tales como pH y contenido de sólidos suspendidos y el sistema de contacto y su modo de operación. (Ref 11).

Diversos estudios han demostrado que la adsorción con carbón activado es efectiva para una variedad de hidrocarburos clorados, fósforos orgánicos, y compuestos carbonados. En general, la adsorción de contaminantes orgánicos típicos del agua es incrementada con el decremento del pH.

Algunos de los materiales que pueden adsorberse del agua por carbón activado son feniletter, xilenos, fenoles, DDT, aldrín, y una gran variedad de hidrocarburos alifáticos y aromáticos.

Dentro de los materiales inorgánicos que puede remover el carbón activado se encuentran el cloro, arsénico, cromo, plata, mercurio, níquel, fierro, y bismuto, entre otros.

4.5 Remoción de nitrógeno

Algunos de los problemas ambientales están asociados con las variadas formas que presenta el nitrógeno y son como siguen:

- Compuestos de nitrógeno son nutrientes y pueden causar crecimiento de algas no deseable.
- NH_3 puede ser tóxico a peces y otras especies acuáticas.
- NH_3 y nitrógeno orgánico en efluentes puede causar una demanda de oxígeno disuelto en un recolector de aguas.
- NH_3 es corrosivo a ciertos metales.
- NH_3 puede tener efectos perjudiciales sobre la desinfección del agua de suministro.

- NO_3 puede ser un riesgo a la salud.

Los procesos para la remoción del nitrógeno no están bien establecidos como lo están para fosfatos, debido a la variedad de formas del nitrógeno y a las diferentes asociaciones químicas que presenta para cada una. (Ref 11)

El nitrógeno en agua residual puede existir en cuatro formas: nitrógeno orgánico, nitrógeno amoniacal, nitrógeno en nitritos y nitrógeno en nitratos, siendo nitrógeno orgánico y amoniacal las principales formas en agua residual no tratada.

Hay cuatro procesos los cuales son aplicados para remover el nitrógeno:

1. Ammonia Stripping
2. Intercambio iónico selectivo
3. Nitrificación-desnitrificación biológica
4. Cloración punto de ruptura.

4.5.1 Ammonia Stripping

De los métodos viables para remover el nitrógeno del agua residual, Ammonia Stripping es la más simple y la más fácil de controlar. Sin embargo, Ammonia Stripping tiene dos serias limitaciones: 1) La inhabilidad práctica de operar el pro-

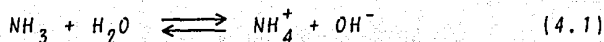
ceso con aire ambiental a temperaturas más bajas que 0 °C, y

2) La deposición del carbonato de calcio incrustado de el agua sobre la torre de remoción llena, lo que ocasiona una pérdida de eficiencia en la reducción del aire de circulación y formación de gotas, y puede eventualmente tapar la torre.

(Ref 11).

Ordinariamente más del 90 por ciento del nitrógeno en el agua residual doméstica cruda está en la forma de amoniaco o compuesto de los cuales se forma amoniaco rápidamente.

El proceso de Ammonia Stripping para agua residual es una modificación del proceso de aereación usado para la remoción de gases disueltos en agua. Los iones amonio del agua residual existen en equilibrio con el amoniaco, como se muestra en la ecuación 4.1.



Como el pH del agua residual se incrementa arriba de 7, el equilibrio se desplaza a la izquierda; y el ión amonio se convierte en amoniaco, el cual puede ser removido como un gas por agitamiento del agua residual en la presencia de aire.

(Ref 14).

4.5.2 Intercambio iónico selectivo

El uso de resinas convencionales para el intercambio iónico del material conteniendo nitrógeno de aguas residuales no es conveniente ya que la preferencia de estos intercambios está en otros iones y no en el amonio o nitrato.

Las limitaciones que las resinas convencionales dan pueden ser vencidas usando un intercambio que es selectivo al amonio. Este intercambio es generalmente favorecido por el uso de la clinoptilolita, una zeolita, que se encuentra naturalmente en varios depósitos naturales. La remoción del amonio del regenerante gastado permite reusar el regenerante. El amonio puede ser removido del regenerante y liberarse a la atmósfera como amoniaco o como nitrógeno gaseoso, o puede ser convertida en una solución de amonio para usarse como un fertilizante.

4.5.3 Nitrificación-Desnitrificación biológica

El proceso nitrificación-desnitrificación biológica tal vez sea el mejor por las siguientes razones: 1) Alto potencial de eficiencia de remoción, 2) Alta estabilidad en el proceso y calidad, 3) Fácil control del proceso, 4) Bajos requerimientos de área-suelo y 5) Costo moderado, (ref 14). La remoción del nitrógeno con este proceso es llevada a cabo

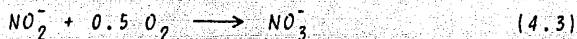
en una o dos etapas, dependiendo de la naturaleza del agua residual. Si el agua residual a ser tratada contiene nitrógeno en la forma de amoníaco, se requieren dos etapas. En la primera etapa, el amoníaco se convierte aeróbicamente al nitrato NO_3^- de (nitrificación). En la segunda etapa, los nitratos se convierten a nitrógeno gaseoso (desnitrificación). Si el nitrógeno en el agua residual es encontrado en la forma de nitrato, sólo la etapa de desnitrificación es requerida.

La nitrificación biológica se lleva a cabo por dos grupos de bacterias autotróficas: Nitrosomonas y Nitrobacterias, las cuales reparten su energía de la oxidación de compuestos de nitrógeno inorgánicos.

Estos dos grupos de bacterias deben operar sucesivamente para acabar la nitrificación debido a que las nitrosomonas pueden oxidar al amoníaco a nitrito pero no pueden completar la oxidación a nitratos. Las nitrobacterias terminan la oxidación de nitrito a nitratos. La reacción estequiométrica de la oxidación del amonio a nitritos por nitrosomonas es:



La reacción de oxidación de nitritos a nitratos por nitrobacterias es:

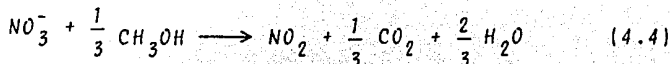


El proceso biológico de denitrificación involucra la conversión de nitratos a especies de nitrógeno gaseoso, principalmente gas nitrógeno.

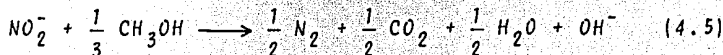
En contraste con la nitrificación, un extenso rango de bacterias pueden completar la denitrificación, incluyendo *Pseudomonas*, *Micrococcos*, *Acromobacterias* y *Bacilos*.

La denitrificación es terminada por el contacto del agua residual nitrificada con biomasa en la ausencia de oxígeno. La aparente simplicidad del proceso se ve disminuida por el hecho de que el nitrato procede lentamente, a estar prácticamente sin la adición de un material orgánico biológicamente degradable en el paso anaeróbico. Se ha empleado pues, metanol para acelerar la denitrificación biológica.

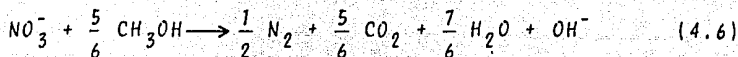
Primera etapa de denitrificación:



Segunda etapa de denitrificación:



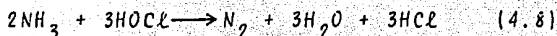
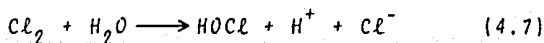
Concluyendo:



4.5.4 Cloración. Punto de ruptura

En este proceso se adiciona una cantidad suficiente de cloro para oxidar el nitrógeno amoniacal en solución a nitrógeno gaseoso y otros compuestos estables, es un método alternativo para completar el control del nitrógeno. (Ref 14).

Posiblemente la más importante ventaja de este proceso es que, con un control conveniente y con un igualamiento de flujo, todo el nitrógeno amoniacal en el agua residual puede ser reducida a cero. Una ventaja adicional es que la desinfección del agua residual es completada en el mismo tiempo.



Las reacciones anteriores muestran como se pasa del amoniaco al nitrógeno gaseoso.

El proceso de cloración punto de ruptura puede ser usado para la remoción de nitrógeno amoniacal de efluentes de plan-

tas de tratamiento ya sea solo o en combinación con otros procesos. Usualmente para evitar el suministro de grandes cantidades de cloro cuando se usa solo. Este es usado en conjunción con otros procesos de remoción de nitrógeno.

La optimización del proceso y la minimización del equipo así como la facilidad de costos, dependen mucho de la igualación del flujo. Para evitar problemas de toxicidad se hace necesario la declorinación del efluente.

4.6 Desmineralización

Los principales procesos para desmineralizar el agua residual son ósmosis inversa, electrodiálisis e intercambio iónico.

La electrodiálisis fue el primer proceso que fue desarrollado completamente para desalinizar aguas salobres municipales manejablemente. La ósmosis inversa fue desarrollada intensivamente en los últimos años. El intercambio iónico fue usado por muchos años para ablandar el agua municipal y actualmente se usa para la desmineralización del agua municipal.

La selección de un proceso particular de desmineralización puede depender de varios factores incluyendo: La cantidad de sal que sera removida, deseo de remoción de microorganismos y compuestos orgánicos, facilidades para transferir salinidad y

la eficiencia de potencia y químicos.

El principal problema que se tiene en estos procesos consisten en el ensuciamiento de las resinas y las membranas por material coloidal y disuelto presente en el agua residual.

4.6.1 Osmosis inversa

Este proceso tiene el beneficio adicional de remoción de compuestos orgánicos disueltos, los cuales son removidos con menor selectividad por otras técnicas de desmineralización.

Las limitaciones primarias de la ósmosis inversa son sus costos y en general la carencia de experiencia de operación en el tratamiento de aguas residuales. (Ref 14).

La ósmosis inversa es un proceso en el cual el agua es separada de las sales disueltas en solución por filtración a través de una membrana semi-permeable con una presión más grande que la presión osmótica causada por las sales disueltas en el agua residual. Los componentes básicos de una unidad de ósmosis inversa son la membrana, una estructura que soporte la membrana, una vasija contenedora y una bomba de alta presión.

Para una eficiente operación es indispensable una alta calidad de alimentación, por lo que es necesario un pretratamiento de el efluente secundario con filtración y adsorción con

carbón.

El pH de la alimentación debe ser ajustado a un rango de 4.0 a 7.5 para inhibir la formación de incrustantes.

Las ventajas que puede presentar la ósmosis inversa incluye:

1) Remover un alto porcentaje de material orgánico, turbiedad, bacterias y virus, así como el material inorgánico; 2) La eficiencia de remoción y el consumo de potencia quedan casi estables a pesar de estar encima del rango de sólidos disueltos presentes en la mayor parte del agua residual; y 3) La salmuera residual conteniendo sólo sales es removida más una pequeña cantidad de ácido usado para el control del pH. (Ref 11).

4.6.2 Electrodiálisis

En el proceso de electrodiálisis, los componentes iónicos de una solución son separados a través del uso de membranas semipermeables ion-selectivas. La aplicación de un potencial eléctrico entre los dos electrodos originan una corriente eléctrica que pasa a través de la solución, la cual, vuelve a originar una migración de cationes hacia el electrodo negativo y una migración de aniones hacia el electrodo positivo. (Ref 14). El proceso de desmineralización por electrodiálisis se muestra en la figura 4.4.

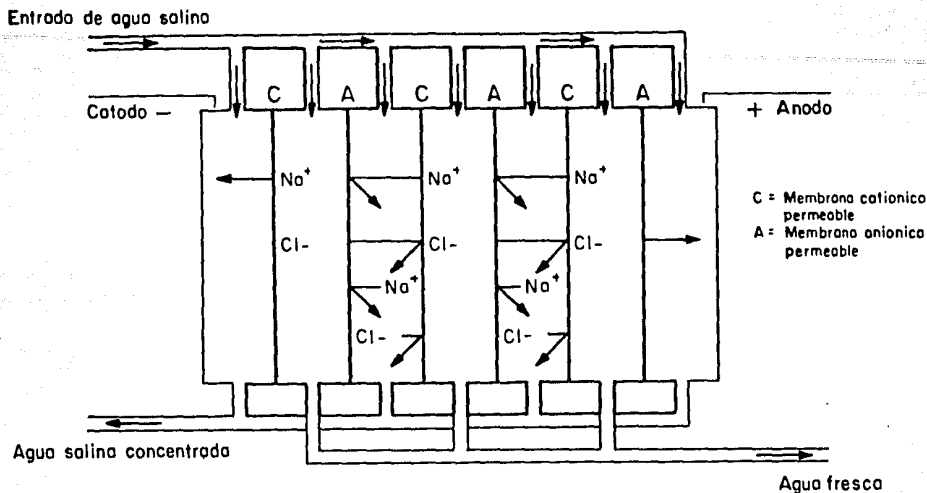


Fig 4.4. Proceso de electrodiálisis

Generalmente se adiciona ácido sulfúrico a la concentración del flujo para mantener un pH bajo con la que se minimiza el incrustamiento.

Los problemas asociados con el proceso para la renovación del agua residual incluyen precipitación química de sales con baja solubilidad sobre la superficie de la membrana y recarga de la membrana por materia orgánica coloidal residual en efluentes de planta de tratamiento de agua residual. Esto hace necesario un pretratamiento con carbón activado, y de ser posible, una precipitación química y alguna forma de filtración.

Las ventajas más importantes que presenta la electrodiálisis

son: 1) Buen desarrollo de tecnología, incluyendo equipo y membranas; 2) Remoción eficiente de más constituyentes inorgánicos; y 3) El hecho que la salmuera residual conteniendo sólo sales es removida más una pequeña cantidad de ácido usado para el control del pH. (Ref 11).

4.6.3 Intercambio iónico

El intercambio iónico es un proceso por el cual los iones de una especie dada son desplazados de un material insoluble intercambiable por iones de una especie diferente en solución.

El uso más general de este proceso es el ablandamiento de aguas domésticas, cuando los iones sodio de una resina intercambiadora catiónica reemplaza los iones calcio y magnesio en el agua tratada, reduciendo consecuentemente la dureza.

Para la reducción de sólidos disueltos totales, pueden usarse tanto las resinas intercambiadoras aniónicas y catiónicas. El agua residual pasa primero por la resina catiónica donde los iones cargados positivamente son reemplazados por iones hidrógeno. El efluente catiónico intercambiado es pasado entonces por una resina intercambiadora aniónica donde los aniones son reemplazados por iones hidróxido. (Ref 14)

Por lo que, los sólidos disueltos son reemplazados por iones

hidrógeno e hidróxido que reaccionan para formar moléculas de agua.

Altas concentraciones de sólidos suspendidos en el influente, puede tapar las camas de intercambio iónico, causando altas pérdidas de carga y operación ineficiente.

Las ventajas que presenta el intercambio iónico son: 1) Buen desarrollo y tecnología probada; 2) Eficiencia de equipos de operación confiable; 3) Excelente eficiencia de remoción de sales inorgánicas comunes y problemas mínimos con el ensuciamiento de la superficie en el proceso de tratamiento con carbón del agua residual. (Ref 11).

4.7 Desinfección

La desinfección es la remoción o destrucción de microorganismos patógenos.

La desinfección del agua residual puede ser realizada por varias formas tales como: 1) Tratamientos físicos; 2) Irradiación; 3) La adición de iones metálicos tales como cobre y plata; 4) La adición de ácidos o alcalis; 5) La adición de compuestos químicos activos; y 6) La adición de oxidantes, tales como cloro, ozono y otros. (Ref 11).

En el presente el método más común de desinfección de aguas residuales es por la adición de cloro. Sin embargo, alguno de los efectos adversos que pueden ser causados por la adición del cloro, es la posible formación de compuestos organoclorados que pueden ser de efecto nocivo para la salud.

Hay procesos alternativos entre los cuales destaca la desinfección usando ozono, pero el costo sobre la desinfección con cloro es de dos a tres veces mayor. (Ref 13).

Cuatro mecanismos pueden explicar la acción de desinfección: 1) Daño a las paredes celulares, 2) Alteración de la permeabilidad celular, 3) Alteración de la naturaleza coloidal del protoplasma, y 4) Inhibición de la actividad enzimática. (Ref 14).

4.7.1 Cloración

La destrucción de patógenos por cloración depende de la temperatura del agua, pH, tiempo de contacto, grado de mezclado, turbiedad, presencia de sustancias de interferencia y concentración eficaz de cloro.

El cloro es efectivo en bajas concentraciones, y su costo es moderado. Sin embargo, como ya se ha mencionado, una de las desventajas del cloro es que puede formar compuestos organo-

clorados que son tóxicos a animales y potencialmente cancerígenos al hombre. Para esto es necesario un tratamiento alternativo que elimine un alto contenido de compuestos orgánicos como por ejemplo la adsorción con carbón activado.

4.7.2 Ozonación

El ozono es un oxidante fuerte y tiene propiedades bactericidas muy similares a las del cloro. Y tiene efectos iguales o superiores en su capacidad viricida. El ozono puede usarse en tratamiento de agua residual para control de olor y en tratamiento avanzado de agua residual para la remoción de compuestos orgánicos resistentes, en lugar del proceso de adsorción con carbón activado.

El ozono es producido de aire en una descarga eléctrica. Debido a que el ozono es inestable y no puede ser surtido, este tiene que ser generado en su sitio.

Cuando el ozono es adicionado al agua, este reacciona primero con mucha facilidad oxidando sustancias (Fe^{++} , Mn^{++}) y con compuestos orgánicos. Después de satisfacer esta demanda, el ozono da su acción desinfectante que es superior al cloro con la misma concentración. Además no produce compuestos tóxicos, ni compuestos con sabor y olor desagradable, tampoco se ve afectado por el pH, ni por la presencia de amonia-

co. La mayor desventaja del ozono es que se descompone muy rápidamente en oxígeno molecular y esto no previene el recrecimiento de microorganismos por lo que, una pequeña cantidad de cloro se adiciona generalmente después del tratamiento de ozono como una medida de protección. La aeración del agua residual derivada del uso de ozono para la desinfección es un beneficio adicional.

4.8 *Tren de tratamiento*

A continuación se proponen dos trenes de tratamiento avanzado con base en los datos que se han analizado, de los cuales uno es convencional y otro es no convencional.

4.8.1 Opción convencional

- . Tratamiento secundario de lodos activados
- . Cloración
- . Mezcla rápida (coagulación)
- . Floculación
- . Sedimentación
- . Ammonia Stripping
- . Recarbonatación
- . Filtración
- . Adsorción con carbón activado
- . Osmosis inversa

El tratamiento secundario se lleva a cabo actualmente. El tratamiento de desinfección deseable al final del tratamiento avanzado sería el de ozonación debido a que la cloración podría formar compuestos organoclorados que son tóxicos y además la ozonación podría remover a los compuestos orgánicos más resistentes, sin embargo por su alto costo y dificultad de formación se propone después del tratamiento secundario clorar para abatir los organismos patógenos, pero no clorar al final del tratamiento avanzado.

Para la coagulación es necesario realizar pruebas de coagulantes tales como cal y alumbre, con la finalidad de encontrar cual es el más efectivo. En general la clarificación química que comprende coagulación (mezcla rápida), floculación y sedimentación reduce la turbiedad, calcio, magnesio, compuestos orgánicos, fosfatos, y eleva el pH que da una efectiva remoción de amoníaco, por el proceso de amoníaco stripping.

La recarbonatación se realiza para reducir el pH. La filtración remueve partículas y materia coloidal que no sedimenta después de un proceso de clarificación química, incrementa la remoción de metales pesados, sólidos suspendidos, bacterias y virus.

La adsorción con carbón activado remueve materiales orgánicos disueltos como detergentes, compuestos volátiles haloge-

naos (cloroformo y tetracloruro de carbono).

La ósmosis inversa remueve o reduce en un gran porcentaje los problemas de salinidad como C.E., sodio, cloruros, sulfatos y reduce la DQO y los compuestos orgánicos que no se removieron en la adsorción.

4.8.2 Opción no-convencional

En la actualidad este tipo de trenes de tratamiento avanzado no-convencional se emplea en los países más avanzados debido a que se manejan como paquetes o módulos que pueden reportar beneficios de control, eficiencia, espacio y por lo tanto económicos.

Este tren de tratamiento consiste en:

- . Tanque de lodos activados con adición de carbón activado
- . Denitrificación biológica
- . Coagulación y floculación (en caso de ser necesaria)
- . Sedimentación
- . Filtración
- . Ósmosis inversa
- . Ozonación.

La adición de carbón activado pulverizado en el tanque de lo-

dos activados permite que los materiales biodegradables, adsorbentes, así como nitrógeno y compuestos carbonícos sean removidos en el mismo reactor. Este proceso se conoce como sistema PACT y consta de dos etapas (ref 16).

En la segunda etapa suele alimentarse metanol para completar la denitrificación.

Se requieren hacer pruebas para decidir si se lleva a cabo la coagulación y floculación o si basta con la sedimentación.

El proceso de filtración y ósmosis inversa sería similar al de la opción convencional.

La desinfección se llevaría a cabo usando la ozonación debido a las ventajas que presenta sobre el cloro en su acción de desinfección y formación de compuestos organoclorados.

5. MODELO DE SIMULACION

En este capítulo se presenta un modelo matemático que permite simular el avance de un contaminante descargado dentro de un pozo de inyección de aguas residuales, con el objeto de predecir el comportamiento de diversos compuestos dentro del acuífero.

Además de describir el modelo se presenta la aplicación a la zona del ex-lago de Texcoco y los resultados correspondientes.

5.1 Descripción del modelo

La simulación computarizada de la contaminación del acuífero se ha dividido en tres partes: la geometría, la hidrodinámica y la distribución del contaminante dentro del mismo.

Para la solución del problema se supone un acuífero de geometría irregular situado en un plano horizontal, con límites impermeables, y con entradas y salidas de agua sólo mediante pozos, los cuales deben estar lo suficientemente lejanos de las fronteras. También se supone que el movimiento del agua subterránea alcanza el estado estacionario. (Ref 17)

Se considera que el transporte del contaminante depende del tiempo, del movimiento del agua, de sus características dispersivas, así como de los mecanismos fisicoquímicos de adsorción.

El subprograma de geometría del acuífero tiene como objetivo general los elementos finitos necesarios para la simulación numérica a partir de la información tan simple como la localización de algunos puntos que describan adecuadamente la forma del acuífero. Es necesario proporcionar a la computadora suficientes puntos (máximo 24) en el orden contrario al de las manecillas de un reloj. Empleando las coordenadas de un sistema de referencia real o imaginario; es decir, puede tomar en cuenta las distancias reales medidas en el campo, o hacer mediciones en un plano. Para cerrar el ciclo, el último dato que se proporciona debe coincidir con el primero.

Para que el programa pueda seleccionar los elementos finitos del problema es necesario definir el tamaño de malla consti-

tufda por un número igual de renglones y columnas (máximo 10) donde coloca el programa los puntos que describen la geometría del acuífero.

Después de la entrada de estos datos, se realiza un cambio de escala para situar los puntos fronterizos dentro de la malla escogida; se obtienen las intersecciones de la frontera del acuífero con las líneas que forman la malla; se clasifican los puntos de la red dependiendo de su ubicación dentro o fuera del acuífero; se escogen los triángulos que configuran el área del acuífero; se ordenan y se numeran sus nodos, y al final se dibuja un plano del acuífero incluyendo los elementos finitos triangulares que lo componen.

En el subprograma hidrodinámica del acuífero la información que tiene que suministrarse, es la siguiente: los elementos finitos que describen la geometría del acuífero, lo cual está almacenado por el programa de geometría, espesor del acuífero, coeficiente de conductividad hidráulica, porosidad y densidad del suelo, así como el número de pozos perforados y su tasa de bombeo.

En este programa se resuelve la ecuación de Poisson que gobierna el movimiento del agua subterránea en estado estacionario incluyendo fuentes y sumideros, obteniéndose las cargas hidráulicas en los nodos del sistema.

La ecuación de Poisson es la siguiente

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = - \frac{R}{T} (x, y) \quad (5.1)$$

donde, h es la carga hidráulica en metros, x y y son las direcciones en el sentido x y y respectivamente, $R(x, y)$ es el volumen de agua añadida, por unidad de tiempo, por unidad de área de acuífero, al volumen infinitesimal alrededor del punto x, y y T es la transmisividad del acuífero.

En el subprograma contaminación se deben anotar las características de la calidad del agua presente en el acuífero y de la que se está inyectando a través de los pozos, así como las dispersividades longitudinal y transversal, y los coeficientes de la isoterma de Langmuir para el contaminante dentro del acuífero.

Asimismo debe indicarse el intervalo de tiempo para la realización de los cálculos de la distribución del contaminante, así como el frente de avance (como porcentaje de concentración máxima) que se desea observar en la gráfica conforme varía el tiempo.

El subprograma resuelve la ecuación gobernante del transporte de contaminantes

$$\frac{\partial(S+\theta C)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\theta v_S (\bar{V}) \frac{\partial C}{\partial z} \right] - \frac{\partial(VC)}{\partial z} \quad (5.2)$$

donde C es la concentración del soluto en la solución del suelo, en mg/cm^3 , S es la cantidad del soluto adsorbido por el suelo por unidad de volumen del mismo, en mg/cm^3 , V es el flujo de agua de Darcy, en cm/h , $v_S(\bar{V})$, es el coeficiente de dispersión del suelo en cm^2/h .

El término de adsorción se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$S = \frac{Q^0 b C}{1 + b C} \quad (5.3)$$

donde, Q^0 es la adsorción máxima en $\mu\text{g}/\text{g}$, S es la adsorción en $\mu\text{g}/\text{g}$, C es la concentración en mg/l y b es la constante relacionada con la entalpia neta de adsorción en ml/mg .

5.2 Aplicación a la zona del lago de Texcoco

Para la aplicación del modelo a la zona de estudio se consideró un área de un kilómetro cuadrado, en el centro del cual se ubica el pozo de observación, Pozo 1 (Nodo 27), y sobre la misma línea horizontal, se ubican el pozo de recarga (Nodo 26) y el pozo de extracción, pozo 2 (Nodo 28).

La malla con los elementos finitos generados por el subprogra

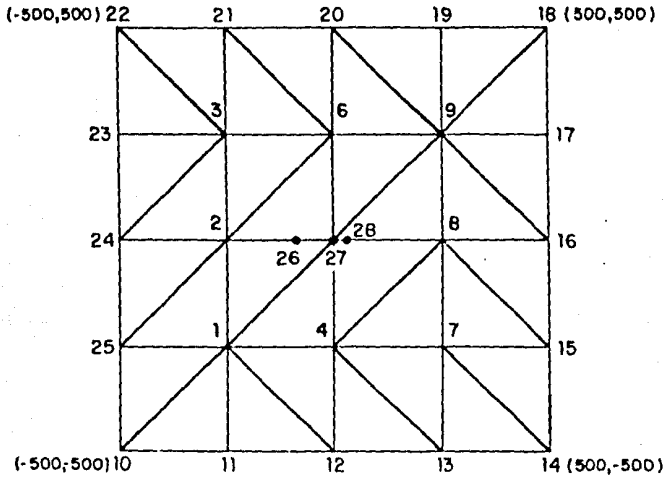
ma geometría y la ubicación de los pozos se muestra en la figura 5.1.

De acuerdo con los valores de permeabilidad, obtenidos de pruebas de laboratorio y de campo, estos varían en la zona de recarga, teniéndose diferentes valores entre los 70 m y 200 m, que es la profundidad a la cual se ubican los orificios de los tubos de los pozos.

Debido a lo anterior, el modelo de simulación se aplico para tres diferentes profundidades y considerando en cada caso distinto valor del coeficiente de conductividad hidráulica K .

El gasto de diseño para la operación del pozo es de 50 l/s ($4320 \text{ m}^3/\text{d}$). Este flujo saldrá por los orificios que se encuentran a partir de 70 m de profundidad por lo que en los orificios superiores el flujo será menor e irá aumentando gradualmente a mayor profundidad. Para la aplicación del modelo, sin embargo, se estimó un gasto de $33.2 \text{ m}^3/\text{d}$, por cada metro, que corresponde a la relación del gasto total entre 130 m de longitud.

La primer simulación se efectuó para el estrato de 80 a 90 m para el cual se tomó un promedio de los dos valores de K determinados según las pruebas de laboratorio. Este valor promedio es de $2.45 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ (2.12 m/d). El gasto considera-



Pozo de recarga (nodo 26)
 Pozo de observación (nodo 27)
 Pozo de extracción (nodo 28)

Fig 5.1 Elementos y nodos generados por el programa de computadora

do fue de $Q = 332 \text{ m}^3/\text{d}$.

La siguiente simulación se efectuó para el estrato entre los 90 y 110 m de profundidad, es decir un espesor de 20 m, por lo que le corresponde un gasto de $Q = 664 \text{ m}^3/\text{d}$. En este caso el valor de K corresponde a $K = 1.16 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ (1.0 m/d) obtenido en la prueba de laboratorio.

La tercera simulación se realizó para el estrato entre los 110 y 130 m, que le corresponde un gasto de $Q = 664 \text{ m}^3/\text{d}$ debido a que el espesor es de 20 m. La permeabilidad es de $1.38 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ (12 m/d).

En todas las pruebas se consideraron los siguientes datos para la parte de hidrodinámica,

Porosidad	50 %
Densidad	1.3 g/cm ³

Se indicaron 3 pozos perforados con las siguientes coordenadas

	POZO	COORDENADAS (m)	GASTO (m ³ /d)		
			1a. sim.	2a.sim.	3a. sim.
(Nodo 26)	1	- 100 , 0	332	664	664
(Nodo 27)	2	0 , 0	0	0	0
(Nodo 28)	3	50 , 0	0	0	0

Se consideró una carga hidráulica en la frontera variable de 65 m hasta 61 m.

De acuerdo con la información proporcionada por la CLT, de los muestreos realizados en el pozo CLT-4 y en la descarga de la planta de tratamiento, los parámetros susceptibles de aplicarse en el subprograma contaminación, son *N*-orgánico y *N*-amoniaco ya que son los únicos que presentan diferencias considerables entre la muestra del acuífero y la del agua residual; sin embargo el *N*-amoniaco no es un contaminante representativo ya que es muy poco estable y rápidamente se convierte en *N-NO₃*, en el suelo. De tal manera que el programa se aplico al *N*-orgánico cuyo valor en el acuífero es de 0.6 mg/l y en la descarga es de 10.0 mg/l.

Los datos utilizados para el programa contaminación fueron los siguientes:

Carga contaminante promedio en el acuífero: 0.6 mg/l

Carga contaminante en la frontera del acuífero: CONSTANTE =
0.6 mg/l

Carga contaminante en el pozo de recarga:	10.0 mg/l
Carga contaminante en el pozo de extracción:	0.6 mg/l
Carga contaminante en el pozo de observación:	0.6 mg/l
Intervalo de tiempo:	192 horas
Coefficiente de dispersión longitudinal:	100 m (SUPUESTO)
Coefficiente de dispersión transversal:	0 m (SUPUESTO)

Estos datos se aplicaron para los tres diferentes coeficientes de conductividad hidráulica y profundidades.

5.3 Resultados

Los resultados de las cargas hidráulicas calculadas en el programa se presentan en la Tabla 5.1 para los tres casos estudiados.

En las Tablas 5.2, 5.3 y 5.4 se muestra el avance del nitrógeno orgánico dentro del acuífero, con el tiempo para los tres casos simulados.

TABLA 5.1. CARGAS HIDRAULICAS A 85, 105 y 115 m DE PROFUNDIDAD PARA DISTINTOS VALORES DE K.

NODO	PERMEABILIDAD m/d	2.12	1	12
	PROF. m	85	105	115
1		65.73	67.69	64.29
2		66.68	69.70	64.45
3		65.16	66.47	64.19
4		64.31	65.80	63.22
6		64.95	67.16	63.53
7		62.60	63.28	62.10
8		63.09	64.33	62.18
9		62.75	63.60	62.12
10		65	65	65
11		64	64	64
12		63	63	63
13		62	62	62
14		61	61	61
15		61	61	61
16		61	61	61
17		61	61	61
18		61	61	61
19		62	62	62
20		63	63	63
21		64	64	64
22		65	65	65
23		65	65	65
24		65	65	65
25		65	65	65
26		66.94	70.94	64.00
27		65.97	69.35	63.50
28		65.29	68.12	63.21

TABLA 5.2. AVANCE DEL NITROGENO ORGANICO CON EL TIEMPO A
85 m DE PROFUNDIDAD $K = 2.12$ m/d

TIEMPO (m) (DIAS)		192	384	576	768	2496	4224
		8	16	24	32	104	176
NODO							
1		0.61	0.61	0.62	0.62	0.68	0.74
2		0.61	0.63	0.63	0.64	0.73	0.82
3		0.60	0.59	0.59	0.58	0.56	0.84
4		0.59	0.58	0.57	0.57	0.49	0.42
6		0.61	0.61	0.62	0.62	0.68	0.75
7		0.60	0.60	0.61	0.61	0.62	0.63
8		0.60	0.60	0.61	0.61	0.61	0.60
9		0.59	0.59	0.58	0.57	0.51	0.46
26	R	10	10	10	10	10	10
27	O	0.69	0.78	0.87	0.95	1.64	2.22
28	E	0.60	0.60	0.60	0.60	0.72	0.96

TABLA 5.3. AVANCE DEL NITROGENO ORGANICO CON EL TIEMPO A
105 m DE PRODUNDIAD. $K = 1$ m/d

TIEMPO (h) (DIAS)		192	384	576	768	2496	4224
		8	16	24	32	104	176
NODO							
1		0.61	0.61	0.62	0.63	0.70	0.77
2		0.62	0.63	0.65	0.67	0.82	0.98
3		0.59	0.59	0.58	0.58	0.54	0.51
4		0.59	0.58	0.58	0.57	0.50	0.45
6		0.61	0.61	0.62	0.63	0.70	0.77
7		0.60	0.60	0.60	0.61	0.62	0.63
8		0.60	0.60	0.61	0.61	0.61	0.61
9		0.59	0.59	0.58	0.58	0.52	0.48
26	R	10	10	10	10	10	10
27	O	0.67	0.75	0.82	0.87	1.46	1.96
28	E	0.60	0.60	0.60	0.60	0.68	0.85

TABLA 5.4. AVANCE DEL NITROGENO ORGANICO CON EL TIEMPO A 115 m DE PROFUNDIDAD. $K = 12 \text{ m/d}$.

TIEMPO (h) (DIAS)	192	384	576	768	2496	4224
	8	16	24	32	104	176
NODO						
1	0.59	0.58	0.57	0.57	0.51	0.47
2	0.62	0.63	0.65	0.66	0.80	0.93
3	0.60	0.60	0.60	0.60	0.59	0.58
4	0.58	0.56	0.54	0.52	0.38	0.29
6	0.58	0.56	0.55	0.53	0.43	0.36
7	0.60	0.61	0.61	0.61	0.64	0.63
8	0.61	0.61	0.61	0.61	0.59	0.57
9	0.59	0.57	0.56	0.54	0.44	0.35
26 (REC)	10	10	10	10	10	10
27 (OBS)	0.82	1.03	1.23	1.42	2.83	3.85
28 (EXT)	0.60	0.60	0.62	0.65	1.23	2.08

Para el caso correspondiente a una $K = 2.12 \text{ m/d}$ se tiene un aumento del 15% en el pozo de observación, (Nodo 27), con respecto a la concentración inicial del acuífero, $C_0 = 0.6 \text{ mg/l}$, a las 192 horas y para este tiempo el pozo de extracción, (Nodo 28) aún no está influenciado por la recarga del pozo.

En el pozo de extracción, ubicado a 150 m del de recarga, existe un aumento del 20% de la concentración original, C_0 ,

a las 2496 horas (104 días), de iniciada la recarga, mientras que, para este tiempo, el pozo de observación ha aumentado un 173.3% su concentración con respecto a C_0 (fig 6.2).

El programa simuló 4224 horas de operación y para este tiempo la concentración en el pozo de observación es de 2.22 mg/l, valor 3.7 veces mayor a C_0 . En el pozo de extracción para este mismo tiempo, la concentración es de 0.96 mg/l; 1.6 veces mayor a C_0 .

Para el segundo caso que corresponde al estrato de 90 a 110 m de profundidad, a 912 horas de simulación, se tiene un aumento del 11.6% con respecto a C_0 para el pozo de observación, y de cero para el pozo de extracción; para éste se tiene un aumento de concentración del 13.3% a las 2496 horas de simulación, el aumento en el pozo de observación, para este tiempo, es de 143.3%.

A las 4224 horas de simulación el pozo de observación presenta una concentración de 1.96 mg/l y el pozo de extracción 0.85 mg/l, 3.27 y 1.42 veces mayores que C_0 respectivamente.

En la tercera simulación se tiene un aumento del 36.6% en el pozo de observación, con respecto a la concentración original, a las 192 horas y para este tiempo el pozo de extracción, aun no está influenciado por la recarga del pozo.

Para el pozo de extracción se tiene un aumento de concentración del 3.33% a las 576 horas de simulación mientras que en el pozo de observación se ha alcanzado un aumento del 105% de la concentración original.

Al término de la simulación, el pozo de observación presenta una concentración de 3.85 mg/l y el pozo de extracción 2.08 mg/l, 6.42 y 3.47 veces mayores que C_0 respectivamente.

En la figura 5.2 se representa gráficamente el avance del contaminante en los pozos de observación y extracción.

5.4 Aplicación para compuestos orgánicos

Se simula un área de 600 m por 600 m al centro de la cual se ubican los pozos de observación, recarga y extracción.

La simulación se llevo a cabo para el 1,1 dicloroetano y tricloroetileno. Para los cálculos se utilizaron los mismos datos que para los compuestos inorgánicos que se mencionan en este capítulo en la sección 5.2.

Las concentraciones de los compuestos son: 1,1 dicloroetano $C_0 = 308 \mu\text{g/l}$ y tricloroetileno $C_0 = 130 \mu\text{g/l}$ y el intervalo de tiempo de 192 horas a 4224 horas. La carga hidráulica variable en la frontera fue de 80 a 82 m.

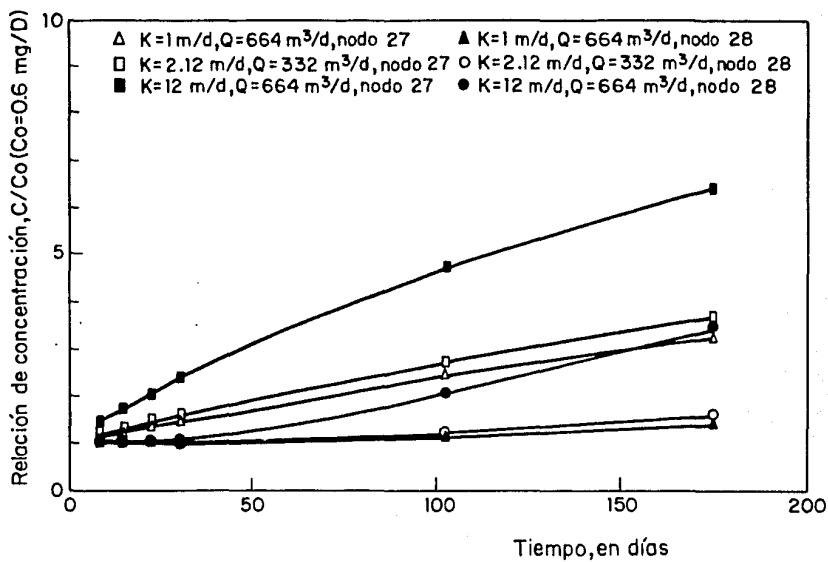


Fig 5.2 Avance del nitrógeno orgánico dentro del acuífero con el tiempo, de acuerdo con el modelo de simulación para tres condiciones de coeficientes de conductividad hidráulica

El avance del contaminante dentro del acuífero se muestra en las Tablas 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 con el tiempo para los casos simulados.

TABLA 5.5. AVANCE DEL TRICLOROETILENO CON EL TIEMPO CON UNA $K = 2.12 \text{ m/d}$ LAS CONCENTRACIONES ESTAN EN $\mu\text{g/l}$.

NODO	TIEMPO (h) (DIAS)					
	192 8	384 16	576 24	768 32	2496 104	4224 176
1	0.49	0.99	1.49	1.98	5.59	9.79
2	0.79	1.58	2.36	3.14	9.86	16
3	0.0	0	0	0	0	0
4	0.043	0.087	0.13	0.18	0.36	0.99
17 R	130	130	130	130	130	130
18 O	1.4	2.76	4.07	5.36	16	24
19 E	0	0	0	0	2.34	6.98

TABLA 5.6. AVANCE DEL 1,1 DICLOROETANO CON EL TIEMPO CON UNA
 $K = 2.12$ m/d. LAS CONCENTRACIONES ESTAN EN $\mu\text{g/l}$.

TIEMPO (h) (DIAS)		192	384	576	768	2496	4224
		8	16	24	32	104	176
NODO							
1		1.18	2.35	3.52	4.68	13	22
2		1.87	3.74	5.59	7.43	23	38
3		0	0	0	0	0	0
4		0.102	0.21	0.31	0.426	0.86	1.7
17	R	308	308	308	308	308	308
18	O	3.31	6.53	9.65	13	37	56
19	E	0	0	0	0	5.55	17

TABLA 5.7. AVANCE DEL TRICLOROETILENO CON EL TIEMPO CON UNA
 $K = 12$ m/d. LAS CONCENTRACIONES ESTAN EN $\mu\text{g/l}$.

TIEMPO (h) (DIAS)		192	384	576	768	2496	4224
		8	16	24	32	104	176
NODO							
1		0.63	1.27	1.88	2.49	6.16	9.68
2		0.17	0.35	0.52	0.69	2	3.20
3		0	0	0	0	0	0.37
4		0.16	0.33	0.5	0.66	1.61	3.16
17	R	130	130	130	130	130	130
18	O	3.72	7.19	10	14	35	50
19	E	0	0	0.34	1.06	12	24

TABLA 5.8. AVANCE DEL 1,1 DICLOROETANO CON EL TIEMPO CON UNA $K = 12$ m/d. LAS CONCENTRACIONES ESTAN EN $\mu\text{g/l}$.

TIEMPO (h) (DIAS)		192	384	576	768	2496	4224
		8	16	24	32	104	176
NODO							
1		1.51	3	4.46	5.91	15	23
2		0.41	0.83	1.24	1.65	4.79	7.58
3		0	0	0	0	0	0.89
4		0.39	0.79	1.18	1.58	4.02	7.50
17	R	308	308	308	308	308	308
18	O	8.80	17	25	32	84	119
19	E	0	0	0.80	2.50	30	57

Los resultados muestran el avance para las dos permeabilidades consideradas; para el 1,1 dicloroetano con $C_0 = 308$ $\mu\text{g/l}$ y $K = 12$ m/d se tiene la pendiente mayor de modo que a los 50 días el pozo de observación tiene 42.5 $\mu\text{g/l}$ en tanto que el pozo de extracción sólo tiene 2.5 $\mu\text{g/l}$. Para $K = 2.12$ m/d en el mismo tiempo el pozo de observación tiene 19 $\mu\text{g/l}$ y al pozo de extracción prácticamente no llega aun el contaminante.

Para el tricloroetileno el comportamiento es el mismo; a los 50 días con $K = 12$ m/d y $C_0 = 130$ $\mu\text{g/l}$ se tienen 19 $\mu\text{g/l}$ para el pozo de observación y 4 $\mu\text{g/l}$ para el de extracción. Con $K = 2.12$ m/d las concentraciones son de 8 y 3 para los pozos de observación y extracción respectivamente. Fig 5.3.

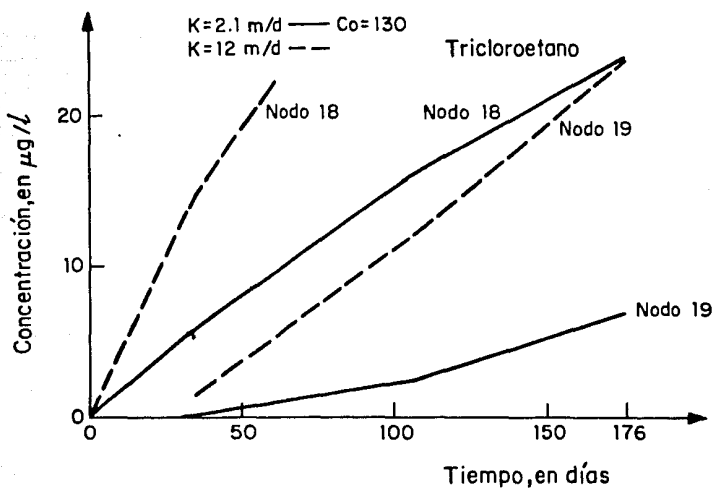
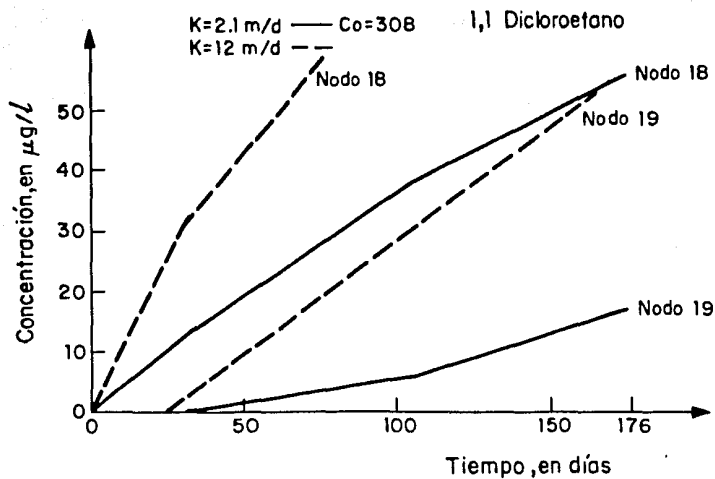


Fig 5.3 Avance de dos compuestos volátiles halogenados, con el tiempo

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- . Para determinar la porosidad de recarga de un acuífero, es indispensable conocer las características geohidrológicas de la zona: tipo de acuífero, permeabilidad, porosidad, transmisibilidad, capacidad de almacenamiento, etc.

Por otro lado se requiere conocer las características FQB del agua del acuífero y del agua de recarga.

- . En la zona del lago de Texcoco
 - . Se tienen altos valores de los parámetros relacionados con salinidad
 - . Los metales pesados no representan problema excepto sodio y potasio

- . Los compuestos extractables en la descarga son 0.140 mg/l y en el pozo de recarga 0.0049 mg/l, cabe mencionar que el agua del acuífero contiene ya algunos compuestos orgánicos sintéticos.

- . Los compuestos volátiles halogenados en la descarga tienen una concentración de 0.109 mg/l en tanto, que la EPA manifiesta un valor permisible de 0.0005 mg/l por lo que se requiere un tratamiento con una muy alta eficiencia de remoción.

- . No se detectaron pesticidas clorados. En la mayoría de los resultados aparecen concentraciones mayores en el punto señalado como influente para el sistema de tratamiento avanzado, que en la descarga de la planta de lodos activados.

Lo anterior puede deberse a que en la descarga de la planta de lodos activados hay un importante mezclado debido a la velocidad de descarga del efluente.

De acuerdo con estos resultados se recomienda estudiar la factibilidad de que el influente al sistema de tratamiento avanzado sea en la descarga de la planta de lodos activados ya que también implica un ahorro en el tendido de la tubería puesto que, la planta de trata-

miento avanzado se ubica muy cerca de este sitio. Para reafirmar esta ventaja, se recomienda medir coliformes totales, y fecales así como nitrógeno orgánico y amoniacal.

El principal proceso que influye en la remoción de los compuestos volátiles halogenados es el de volatilización que se puede obtener en la unidad de mezclado rápido aunque la remoción en esta operación es baja.

En "air stripping" se obtienen remociones de 50 y 60 por ciento, sin embargo hay compuestos que no son susceptibles a la volatilización como el dibromo-clorometano, y bromodiclorometano que solo se remueven con ósmosis inversa.

Los ésteres del ácido ftálico son susceptibles a la sorción por lo que su remoción es factible en procesos como: filtración, adsorción con carbón activado y ósmosis inversa.

Un fuerte problema en este sitio son las elevadas concentraciones de sales cuya remoción sólo es posible en operaciones como evaporación, intercambio iónico y ósmosis inversa. Esta última es la más recomendada ya que a pesar de su costo éste es menor que el de las otras dos.

Es recomendable efectuar estudios tendientes a conocer más sobre la forma de hacer más eficientes los sistemas de recarga mediante pozos así como los procesos que se llevan a cabo dentro del acuífero.

Algunos de estos estudios son:

- . Estudio geohidrológico detallado
- . Modelación matemática para conocer la dispersión de los contaminantes en el acuífero.
- . Mediante pruebas en laboratorio, en columnas de simulación, es posible determinar la influencia de los procesos como: sorción, intercambio iónico, precipitación, biodegradación, en la remoción de los diversos grupos de contaminantes.
- . Actualmente se estudia la posibilidad de aumentar la eficiencia de remoción de los compuestos orgánicos en los sistemas de lodos activados modificando los tiempos de retención, la recirculación o bien agregando en los reactores carbón activado (sistema Pact); estas determinaciones se pueden realizar en estudios de laboratorio para aplicarlos en los prototipos de los sistemas de lodos activados.

Lo anterior refuerza las dos opciones de trenes de tratamiento avanzado presentadas en el capítulo 4.

. La aplicación del modelo de simulación nos muestra que a pesar de no estar en una zona muy permeable, si se introdujeran contaminantes al acuífero en la recarga, el contaminante tendería a dispersarse proporcionalmente a la permeabilidad.

REFERENCIAS

1. Plan Nacional Hidráulico 1981. Anexo 2
Disponibilidad del agua y suelo
Comisión del Plan Nacional Hidráulico.
2. Actualización de Balances Hidráulicos de la Cuenca del
Valle de México
Comisión del Plan Nacional Hidráulico
Dirección General de Planeación Regional. junio de
1981.
3. Walton
Groundwater Resource Evaluation
Mc Graw-Hill, 1970.
4. Freeze R.
Ground Water
Prentice-Hall, 1979.
5. Bear Jacob
Hydraulics of Groundwater

6. Fried J.
Groundwater Pollution
Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.

7. Iturbe A.R., Acevedo A.L.
Asesoramiento General en un modulo experimental de re-
carga de acuíferos por medio de pozos.
Elaborado para la SARH por el Instituto de Ingeniería,
UNAM, febrero de 1987.

8. PyCSA
Módulo experimental de recarga de acuíferos por medio
de pozos de absorción
Informe de los trabajos de geofísica, instrumentación,
exploración y pruebas de permeabilidad del ex-lago de
Texcoco. Agosto de 1986.

9. Mckay D.M., Roberts P.V.,
Transport of organic contaminants in groundwater
Environmental Science Technology, Vol. 19, No. 5, 1985,
E.U.A.

10. Asano T. Wassermann K.,
Grounwater recharge operations in California
Wastewater Reuse for Groundwater Recharge. Office of
Water Recycling. California State Water Resources Con-
trol Board, 1980. E.U.A.

11. Culp L.R.
Handbook of Advances Wastewater Treatment
Van Nostrand Reinhold, Co., 1978

12. Reynolds T.D.
Unit Operations and Processes in Environmental Engineering
Books/Cole Engineering Division, 1982.

13. Sundstrom D.W.
Wastewater Treatment
Prentice-Hall, Inc., 1979.

14. Metcalf and Eddy
Wastewater Engineering: Treatment Disposal Reuse
Mc Graw-Hill, 1979.

15. Bower, Roberts, Idelovitch et al.,
"Groundwater Recharge
Proceedings of the Symposium: Wastewater Reuse for
Groundwater Reuse, California Polytechnic University
at Pomona, mayo de 1980.

16. Tahashi Asano
"Artificial Recharge of Groundwater"
California State Water Resources Control Board.
Butterworth Publishers, 1985.

17. Acevedo A. Luis Antonio
"Simulación de la contaminación de un acuífero por inyección de aguas residuales"
Tesis presentada a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM para obtención del grado de Maestro en Ingeniería Ambiental. Diciembre 1986.

18. Jiménez C.B., Buitrón M.G., Avila M.G.,
"Determinación de los principales parámetros de diseño para filtros de Arena. Estudio experimental de la filtración". (Volumen I). Proyecto 7305, Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero, 1988.