



0114912

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería
División de Estudios de Posgrado

APLICACIÓN DE UN MODELO DE MIGRACIÓN DE CONTAMINANTES
DEBIDO A LA PRESENCIA DE UN RELLENO SANITARIO EN
DISTINTOS TIPOS DE SUELOS

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA GEOTECNIA

PRESENTA:

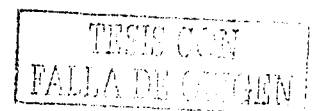
ING. JOSÉ HUMBERTO DOMÍNGUEZ DÁVILA

DIRECTOR: DRA. ROSARIO ITURBE ARGÜELLES



MÉXICO, D.F. 2003

1-A





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A Dios.

A mi madre Bertha Elena Dávila quien ha vivido conmigo mis momentos más difíciles y felices. Me ha enseñado que puedo lograr mis metas si trabajo con pasión, logré educarme con valores y simplemente esto no sería posible sin ella.

A mi padre y hermano: Maximino Domínguez Acevedo y Max Eloy Domínguez por su apoyo a lo largo de mis estudios.

A la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO que me ha formado como universitario y de la cual estoy orgulloso de ser alumno.

A mi tutora Dra. Rosario Iturbe Argüelles quien me ha dado todo su apoyo y paciencia para la realización de este trabajo.

Al comité tutorial: Dr. Díaz Rodríguez Jorge Abraham, Dra. Orta Ledesma María Teresa, Dr. Taboada Urtzuastegui Victor y M. en C. Salvador Marín Córdova.

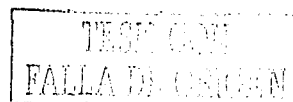
A la Sra. Adela Ríos que me ha tratado como a un nieto, me ha apoyado en momentos difíciles y a compartido conmigo sus experiencias de toda una vida.

Al Dr. José María Farias Sánchez por darme su apoyo y amistad.

A mi compañero y amigo de maestría Héctor Meneses Sosa con quien disfrute muy buenos momentos a través de nuestros estudios.

A la familia Ventura Beltrán por acogerme como un miembro más y en especial a mi amigo Héctor Ventura con quien he vivido momentos muy gratos desde la facultad.

GRACIAS.



CODIGO DE ÉTICA DE LOS INGENIEROS**LOS PRINCIPIOS FUNDAMENTALES**

Los ingenieros mantienen y promueven la integridad, honor y dignidad en la profesión de ingeniería porque:

- I. usan sus conocimientos y habilidades para mejorar el bienestar de la humanidad;
- II. siendo honestos e imparciales y sirviendo con fidelidad al público, superiores y clientes;
- III. esforzándose para incrementar la competencia y el prestigio de la profesión de ingeniero; y
- IV. apoyando a la sociedad, profesión y técnica en sus disciplinas.

LOS CANONES FUNDAMENTALES

1. Los ingenieros deben mantener al máximo la seguridad, salud y bienestar del público en el desempeño de su profesión.
2. Los ingenieros deben prestar sus servicios en las áreas de su competencia.
3. Los ingenieros deben informar de los problemas solo con un objetivo y de manera veraz.
4. Los ingenieros deben mantener una actitud profesional con cada superior o cliente como representante legal y evitar los conflictos o intereses.
5. Los ingenieros deben edificar una reputación profesional sobre el mérito de sus servicios y no rivalizar injustamente con otros.
6. Los ingenieros deben actuar de manera que mantengan y exalten el honor.
7. Los ingenieros deben continuar con su desarrollo profesional a lo largo de su profesión y proporcionar oportunidades de desarrollo profesional a los ingenieros bajo su supervisión.

The Code of Ethics of Engineers adopted by the Accreditation Board for Engineering and Technology (ABET).

Hay una fuerza motriz más poderosa que el vapor, la electricidad y la energía atómica; la voluntad.

Albert Einstein.

¿De que sirve el ingenio cuando no nos divierte?. No hay nada más fatigoso que un ingenio triste.

Ivan Turgueniev.

Las personas inteligentes tienen un derecho sobre las ignorantes. El derecho a instruir las.

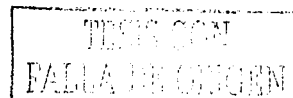
Ralph Waldo Emerson.

Aquí yace boca arriba uno que cayó de bruces muchas veces en la vida.

Anónimo.

Basta un minuto para hacer un héroe; pero se necesita toda una vida para hacer un hombre de bien.

Anónimo



APLICACIÓN DE UN MODELO DE MIGRACIÓN DE CONTAMINANTES DEBIDO A LA PRESENCIA DE UN RELLENO SANITARIO EN DISTINTOS TIPOS DE SUELOS

1. INTRODUCCIÓN

- Justificación
- Objetivo
- Alcances

2. PROCESOS DE TRANSPORTE DE CONTAMINANTES

- 2.1. Advección
- 2.2. Dispersión
- 2.3. Difusión
- 2.4. Sorción

3. ASPECTOS FISICOQUÍMICOS DE LOS SUELOS

- 3.1. Composición mineralógica de los suelos
- 3.2. Propiedades físicas y químicas de los suelos
- 3.3. Vulnerabilidad de los acuíferos

4. GEOTECNIA AMBIENTAL EN RELLENOS SANITARIOS

- 4.1. Tipos de rellenos sanitarios
- 4.2. Lixiviados
- 4.3. Tipos de geosintéticos
- 4.4. Estabilidad de los rellenos

5. MODELO POLLUTEv6.3

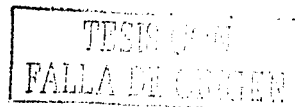
- 5.1. Características del modelo
- 5.2. Aplicaciones a diversos tipos de suelos

6. RESULTADOS

7 CONCLUSIONES

ANEXO

REFERENCIAS



1. INTRODUCCIÓN

JUSTIFICACIÓN

La producción de basura en el mundo se ha incrementado considerablemente como consecuencia de la explosión demográfica, el desarrollo económico y el crecimiento de los grandes centros urbanos. El manejo y la disposición de la basura ha alcanzado un punto crítico en el que la disposición final se ha convertido en un asunto prioritario si se quieren respetar los requerimientos ambientales y de salud para la población. Los países desarrollados han optado por la disposición en rellenos sanitarios, la incineración con o sin recuperación de energía, el reciclamiento y en menor medida el composteo. En tanto que en los países en desarrollo el porcentaje de basura que es posible recolectar generalmente se deposita en tiraderos a cielo abierto donde proliferan olores desagradables, lixiviados, fauna nociva, incendios y "pepena". En 1994 la generación de basura per cápita en México promedió 0.893 kg/día; en los últimos años la basura pasó de ser densa y casi completamente orgánica a ser voluminosa y parcialmente no biodegradable (51% sigue siendo orgánica). La generación nacional de residuos sólidos se estimó en 80,746 ton/día. La capacidad de manejo adecuado de los residuos peligrosos en México es sumamente limitada; de hecho, sólo una muy pequeña proporción del total generado se transporta, recicla, destruye o se confina en condiciones técnicas y ambientales satisfactorias. La carencia de la infraestructura necesaria para el manejo adecuado e integral de los residuos peligrosos y las controversias suscitadas por las iniciativas de ubicación de las mismas acentúan la inquietud de la población (Arvizu et al., 1997).

Se ha hecho evidente que toda sustancia química puede encerrar peligros para la salud y seguridad de los seres vivos y el ambiente si alcanza una concentración dada y la exposición se prolonga el tiempo suficiente para que ejerza sus efectos. En particular, se hace necesario considerar los aspectos de: impactos ecológicos en los ecosistemas, recursos hídricos y riesgos de salud ambiental (tóxicos). La presencia de compuestos químicos extraños para los ciclos naturales puede también interferir con la movilidad de otros compuestos que son importantes para los procesos biológicos. Los organismos poseen una resistencia variable a los contaminantes según el grado de aclimatación al tóxico. En México existen pocas experiencias de estudios sistemáticos sobre el efecto al ambiente causado por residuos peligrosos, su tiempo de residencia en los ecosistemas, sus flujos y destino final y sus posibles impactos. Los ecosistemas mantienen capacidades de carga limitadas para asimilar sustancias. La presencia y cantidad de las sustancias introducidas puede representar un riesgo de desequilibrio para ellos con las consecuencias en degeneración de los ciclos naturales de materiales y agotamiento de recursos. Sin lugar a dudas, una de las consecuencias más graves y de mayor preocupación que pueden generar las malas prácticas para la disposición de los residuos peligrosos es la afectación de los recursos hídricos superficiales y subterráneos (Deffis, 1989). Los sitios contaminados con sustancias cuya densidad es mayor que la del agua pueden representar una fuente significativa de contaminación a largo plazo. Una buena parte de los contaminantes que hacen a un residuo peligroso se encuentran en forma líquida o disuelta por lo que una vez en el ambiente migran en fase acuosa interactuando a su paso con las partículas del suelo (Daniel, 1993).

En países densamente poblados y desarrollados los terrenos para la construcción de rellenos sanitarios son difíciles de encontrar, en ocasiones por su alto costo, esto ha obligado a buscar alternativas de disposición de residuos como la incineración o la digestión anaerobia en tanques, entre otras. No obstante, los rellenos sanitarios continúan en práctica en la mayoría de los países del orbe y continuarán existiendo por las siguientes razones:



- 1.- La inexistencia en la mayoría de los países de programas de recolección y separación de los residuos y la aplicación de tecnologías avanzadas como la incineración con recuperación de energía o la digestión anaerobia efectuada en reactores.
- 2.- Factores socioeconómicos. En los climas calientes y húmedos por ejemplo, la mayoría de los componentes de los residuos se degradan con mayor facilidad y la economía nacional no es lo suficientemente fuerte como para invertir en tecnologías sofisticadas.
- 3.- Las tecnologías alternativas como la incineración no han probado completamente ser mejores a los rellenos sanitarios en sus impactos ambientales o en sus economías en general

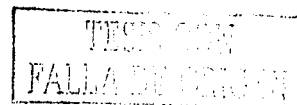
Hasta la fecha, el Relleno Sanitario es la técnica que mejor se adapta a nuestro país para disponer de manera sanitaria las basuras tanto desde el punto de vista técnico como económico. Esta técnica utiliza principios de ingeniería para confinar la basura en un área lo más pequeña posible cubriéndola con capas de tierra diariamente y compactándola para reducir su volumen. Además, prevé los problemas que puedan causar los líquidos y gases producidos en el relleno por efecto de la descomposición de la materia orgánica. Por lo tanto, el movimiento o migración de contaminantes a través del suelo es de interés en la predicción del impacto a partir de estas fuentes (Arvizu et al., 1997).

OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es identificar los procesos de transporte que intervienen en la migración de los lixiviados generados en los rellenos sanitarios y la aplicación del modelo POLLUTEv6.3 para un relleno sanitario con diferentes características de suelo.

ALCANCES

1. Identificar los procesos de transporte en la migración de contaminantes.
2. Determinar las propiedades de los suelos que afectan dicha migración.
3. Aplicación de un modelo para estimar la migración de un contaminante en diferentes condiciones.



2. PROCESOS DE TRANSPORTE DE CONTAMINANTES

2.1. ADVECCIÓN

Advección es el proceso por el cual, un soluto se transporta a lo largo de la trayectoria del flujo de agua. Debido a la Advección soluciones no reactivas (que no reaccionan química o biológicamente) son transportadas en una relación promedio igual a la velocidad de filtración del fluido o

$$v_s = \frac{v}{n} \quad (2.1.1)$$

donde v_s es la velocidad de filtración del agua, n es la porosidad del material y v es el flujo del agua (cantidad de flujo por unidad de área por unidad de tiempo). La ecuación (2.1.1) propone que la conductividad efectiva del flujo se lleva a cabo a través de los poros del material. El flujo es dado por la ley de Darcy, la cual para flujo en una dimensión se describe como

$$v = \frac{Q}{A} = -K \frac{\partial h}{\partial x} = Ki \quad (2.1.2)$$

donde Q es el flujo volumétrico en relación al agua, A el total del área de la sección transversal (sólidos más vacíos) perpendicular a la dirección del flujo, K la conductividad hidráulica, h el total de carga hidráulica, x la dirección del flujo, e i el gradiente hidráulico. La velocidad v_s refleja el hecho de que el fluido realmente puede fluir solamente a través de los espacios vacíos del material poroso mientras que el flujo v representa la velocidad del fluido a través de la sección total transversal en el área del material.

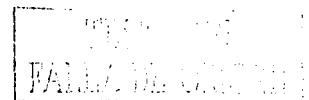
El tiempo requerido para que una solución no reactiva migre a través de un espesor de suelo saturado L es estimado usando la velocidad de filtración como sigue

$$t = \frac{L}{v_s} = \frac{nL}{Ki} \quad (2.1.3)$$

donde t es el tiempo de transporte. La ecuación (2.1.3) implica que toda la solución se transporta con la velocidad del fluido v_s . Bajo estas condiciones el flujo de masa advectiva para una especie química particular puede ser calculada con

$$J_A = vc = Kic = nv_s c \quad (2.1.4)$$

donde J_A es el flujo de masa advectiva (masa que fluye en un área de sección transversal por unidad de tiempo) y c es la concentración de la solución en el volumen de los poros del material (solución de masa por unidad de volumen de mezcla). Con algunos materiales porosos, por ejemplo suelo o roca fracturada, la mayoría del flujo advectivo ocurre a través de los espacios vacíos del material. Para estos materiales la "porosidad efectiva" n_e se define como el volumen de fluido a través de los poros dividido por el volumen total (poros



más sólidos) del material. En materiales con $n_e < n$, n_e deberá ser sustituido por n en las ecuaciones (2.1.1), (2.2.3), (2.1.4) (Daniel, 1993. Freeze and Cherry, 1979. Horton et al., 1985. Peyton et al., 1986).

2. 2 DISPERSIÓN

La dispersión hidrodinámica es el proceso por el cual, un soluto disuelto se extiende con respecto a la trayectoria del flujo de agua tanto transversal como longitudinalmente.

En la teoría tradicional del transporte de contaminantes un flujo de Dispersión mecánica J_M es la masa total del flujo de la solución considerando la variación de velocidad en el espacio v , el cual ocurre durante el transporte en y a través de materiales porosos es decir, la Dispersión hidrodinámica se refiere al soluto que se mueve fuera de la trayectoria del flujo de agua. La Dispersión hidrodinámica ocurre como consecuencia de dos procesos, dispersión mecánica y difusión, los cuales se representan como

$$J_M = D_m + D_d(n) \quad (2.2.1)$$

donde J_M es la dispersión mecánica, D_m el coeficiente de dispersión mecánica, D_d coeficiente de difusión y n la porosidad del suelo.

La dispersión mecánica se produce por variaciones locales de la velocidad media en el agua subterránea y se considera únicamente un proceso relacionado con la variabilidad estadística de la distribución de los granos de suelo en el acuífero y no a un potencial químico como en el caso de difusión. Para una mayor heterogeneidad del acuífero existen más irregularidades en las trayectorias del flujo por lo que es mayor la desviación con respecto a la velocidad media dándose mayor dispersión. El flujo de dispersión mecánica se expresa como

$$J_M = -D_m n \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2.2.2)$$

A un nivel microscópico estas variaciones se relacionan con tres diferentes efectos ilustrados en la figura 2.2.1 (Fried, 1975; Bear, 1979; Freeze and Cherry, 1979). En el primero la velocidad del flujo cruzando cualquier canal de poro en el material será mayor en la mitad del canal que en la cercanía de su pared (figura 2.2.1 a). Esto tiene el mismo efecto que el flujo a través de tuberías, ríos, vertederos, y canales. En el segundo la ecuación de continuidad muestra que la velocidad del flujo por un pequeño poro abierto será mayor que en uno de mayor área como se ilustra en la figura 2.2.1 b. Finalmente, la variación de velocidad se deberá al camino natural del flujo existente en las cercanías de todos los poros del material (figura 2.2.1 c).

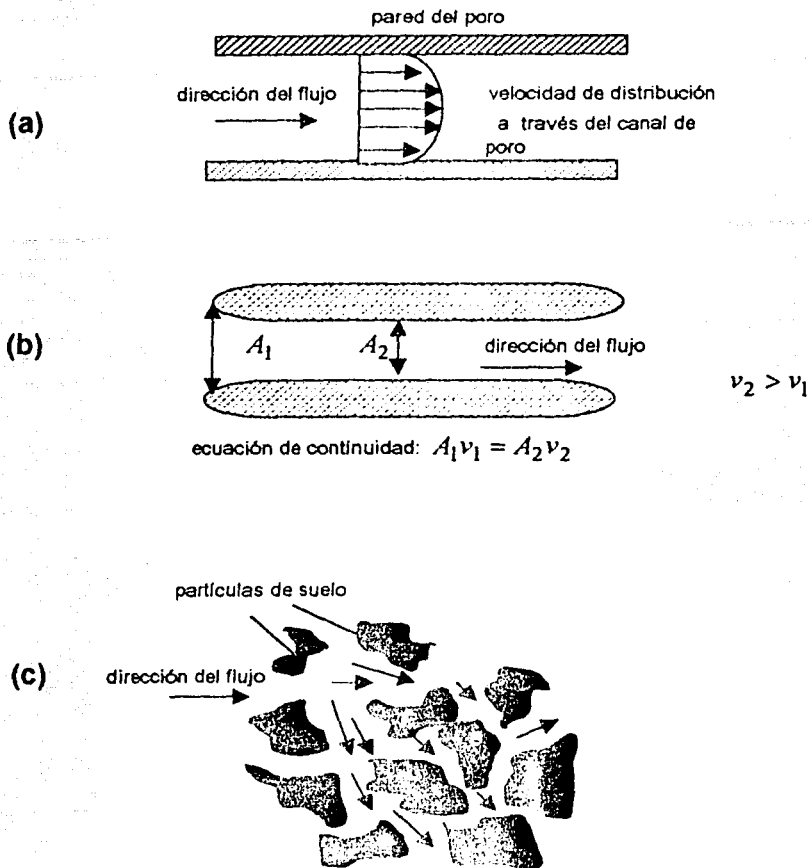


Figura 2.2.1 Dispersión microscópica en el suelo (a) efecto de la velocidad de distribución a través de un canal de poro; (b) efecto de la variación del tamaño del poro; y (c) efecto del recorrido natural del flujo (Freeze and Cherry, 1979 and Freid, 1975).

En una escala mayor la Dispersión mecánica es causada por un flujo diferente dada la relación de heterogeneidad que típicamente se encuentra cuando ocurre el transporte en áreas o regiones relativamente grandes. Este tipo de dispersión se ilustra en la figura 2.2.2 donde el flujo pasa a través de un volumen de arena que es interrumpido por la existencia de la baja conductividad hidráulica de los lentes de arcilla dispersos en la capa de arena. Debido a la existencia de los lentes de arcilla el procedimiento de transporte se presenta alrededor, más que a través de la arcilla, resultando una situación análoga a la mostrada en la figura 2.2.1 c para Dispersión microscópica. Por consiguiente, la Dispersión ilustrada en la figura 2.2.2 puede ser debida a un efecto macroscópico.

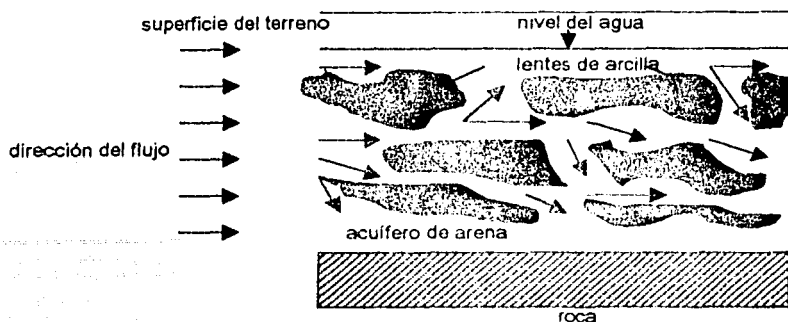


Figura 2.2.2 Dispersión Mecánica a escala regional (Daniel, 1993).

La Dispersión mecánica es resultado de las variaciones en la magnitud de la velocidad. El coeficiente de Dispersión mecánica frecuentemente se supone como una función de la velocidad de infiltración o

$$D_m = \alpha_L v^\beta \quad (2.2.3)$$

donde α_L es la Dispersión longitudinal del medio poroso en la dirección del transporte y β es una constante determinada empíricamente entre 1 y 2 (Freeze and Cherry, 1979). En muchas aplicaciones el exponente β se considera como la unidad y D_m una función lineal de v en la ecuación (2.1.2). Sin embargo, β puede ser mayor que la unidad en muchas situaciones (Andersen, 1979, 1984; Bear and Verruijt, 1987). Así, la Dispersión probablemente dependa de la escala con la que se asocia para el transporte a grandes distancias (Pickens and Grisak, 1981). Por ejemplo, se reportan valores de α_L en estudios de campo con un orden de magnitud de 4 a 6 mm siendo mayores que los correspondientes para valores medidos en laboratorio, los cuales comúnmente están en el rango de 0.1 y 10 mm (Freeze and Cherry, 1979).

CARACTERÍSTICAS DEL COEFICIENTE DE DISPERSIÓN

La Dispersión como propiedad de un medio

Experimentos en laboratorio para columnas establecen la relación entre el coeficiente de Dispersión mecánica y la velocidad lineal del agua en el subsuelo. Las ecuaciones son

$$D_l = \alpha_L v \text{ y } D_t = \alpha_T v \quad (2.2.4)$$

donde v es la velocidad en dirección del flujo, α_L y α_T son la Dispersión longitudinal y transversal del medio. La Dispersión tiene unidades de longitud y como la conductividad hidráulica propiedades características del medio. En un medio homogéneo e isotrópico D_l y D_t son definidos en dirección paralela y perpendicular al flujo. La Dispersión puede

definirse también como una relación de un sistema de coordenadas Cartesianas (Bear, 1972). Esta situación se desarrolla en modelos de transporte de masa cuando la Dispersión está definida en relación a un sistema de cuadrícula.

Estudios a escala macroscópica

Mucho de lo que se conoce de la Dispersión está basado en estudios teóricos y de columnas. Gelhar junto con otras personas (1985) realizaron una revisión crítica de los experimentos en campo para 55 sitios alrededor del mundo. Los valores de la Dispersión longitudinal se presentaron en el rango de 0.01 *m* a 5500 *m* aparentemente dependiendo de la escala del experimento. Sin embargo, la revisión detallada de estos experimentos sugieren que sólo cinco (Lau et al., 1957; Mercado, 1966; Molinari and Peaudecerf, 1977; Valocchi et al., 1981; Sudicky et al., 1983) arrojaron estimaciones confiables de Dispersión. En 18 valores se pudo considerar una confiabilidad media. No está claro que la Dispersión siempre se incrementa linealmente como función de la escala de propagación. La mayoría de los valores de Dispersión confiables están en un intervalo bajo.

La heterogeneidad de la escala macroscópica contribuye significativamente a la Dispersión porque crea una velocidad variable. Valores de Dispersión macroscópica son en general para un orden de magnitud de 2 o más que los realizados en experimentos de columna. Un intervalo típico de valores en la Dispersión longitudinal para los experimentos de columna son de 10^{-2} a 1 *cm*. En experimentos de campo el intervalo de valores es de aproximadamente 0.1 a 2 *m* con relación a distancias cortas de transporte.

Muchos estudios de Dispersión han experimentado errores relacionados con la recolección e interpretación de los datos en campo. Estos errores pueden deberse a: (1) un número reducido de buenos monitoreos, (2) fallas en el conteo por variaciones temporales en el régimen del flujo advectivo, lo cual puede llevar a propagar la masa, (3) información incompleta acerca de la dirección del sistema del flujo, (4) limitaciones inherentes en algunos procedimientos de prueba y (5) pruebas demasiado simplificadas para la interpretación de los resultados; por ejemplo, suponer el tamaño de la fuente aproximadamente. Todos estos problemas típicos provocan que los valores de Dispersión se incrementen. Así, muchas de las estimaciones publicadas para la Dispersión son calibraciones (Anderson, 1984) y no deben ser considerados como transferibles para otros sitios. Los resultados de campo ayudan en general a los experimentos a escala microscópica ya que los valores de Dispersión pueden ser similares a los del coeficiente de Difusión volumétrica (Sudicky, 1986).

2.3 DIFUSIÓN

La difusión es el proceso por el cual los constituyentes iónicos o moleculares se mueven bajo la influencia de su actividad cinética en la dirección de su gradiente de concentración. Si la solución está fluyendo, la difusión es un mecanismo que junto con la dispersión causa un movimiento de iones o constituyentes moleculares. La difusión se detiene sólo cuando el gradiente de concentración se vuelve inexistente. El proceso de difusión se relaciona frecuentemente con la difusión molecular o difusión iónica.

La masa de una sustancia a través de una sección transversal por unidad de tiempo es proporcional al gradiente de concentración. Esto se conoce como la primera ley de Fick que para una dimensión se expresa

$$J_D = -D_d \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2.3.1)$$

donde:

J_D (difusión del flujo) es la masa de solución por unidad de área por unidad de tiempo
 $[M / L^2 T]$

D_d coeficiente de difusión $[L^2 / T]$

c la concentración de la solución $[M / L^3]$

$\frac{\partial c}{\partial x}$ el gradiente de concentración, el cual es una cantidad negativa en la dirección de la difusión.

Para la difusión en un material poroso saturado se realiza la siguiente modificación:

$$J_D = -\tau D_d n \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2.3.2)$$

ó

$$J_D = -D_d^* n \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2.3.3)$$

donde τ es un factor de lentitud (recorrido de la sustancia en una longitud) dimensional y D_d^* es el coeficiente de difusión efectiva. El término de porosidad se requiere en la ecuación (2.3.3) a partir de la difusión del flujo y J_D con respecto al área total de la sección transversal del medio poroso. El factor de lentitud cuenta para el incremento en la distancia de transporte. Este factor de lentitud se expresa como

$$\tau = \left(\frac{L}{L_e} \right)^2 \quad (2.3.4)$$

donde L es la distancia entre 2 puntos definidos para el flujo y L_e la distancia efectiva actual de transporte entre los mismos 2 puntos; $L_e > L$, $\tau < 1.0$ y $D_d^* < D_d$. Por lo tanto, el transporte de masa debido a la difusión en el material poroso es más lenta que el transporte de masa dada la difusión en una solución libre o acuosa. En la figura (2.3.1) se prueba un intervalo de valores del coeficiente de difusión para varios fluidos.

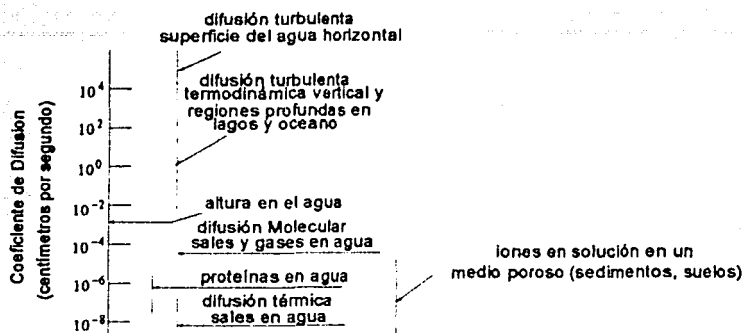


Figura 2.3.1 Características de los coeficientes de difusión para varios ambientes. Lerman, A., in *Non-equilibrium System in Water Chemistry*; Hem, J.D., ed.; ACS Advances in Chemistry Series 106: American Chemical Society: Washington DC, 1971, p.32. Copyright 1971 American Chemical Society.

Valores típicos de τ son reportados en el intervalo de 0.1 a 0.67 (Perkins and Johnston, 1963; Freeze and Cherry, 1979; Daniel and Shackelford, 1988; Shackelford, 1989; Shackelford and Daniel, 1991). Los factores que afectan la determinación de τ son descritos por Shackelford and Daniel (1991). En algunos casos la porosidad de la ecuación (2.3.3) se incluye en la definición del coeficiente efectivo de difusión (Shackelford, 1988; Shackelford and Daniel, 1991; Shackelford, 1991). Los iones mayores en el agua del subsuelo (N_a^+ , K^+ , M_g^{2+} , C_a^{2+} , Cl^- , HCO_3^- , SO_4^{2-}) tienen un coeficiente de difusión en el intervalo de 1×10^{-9} a $2 \times 10^{-9} m^2/s$ para $25^\circ C$ (Robinson and Stokes, 1965). El coeficiente depende de la temperatura. En $5^\circ C$ por ejemplo, el coeficiente es del 50% y el efecto de la fuerza iónica es muy pequeña. En un medio poroso aparentemente el coeficiente de difusión para estos iones es mucho más pequeño que en el agua porque los iones siguen los caminos de difusión causados por la presencia de las partículas en la matriz de suelo y por la adsorción en los sólidos.

De la primera ley de Fick y de la ecuación de continuidad se puede obtener la ecuación diferencial que relacione la concentración de la sustancia en difusión para un tiempo y espacio determinados. La difusión de un soluto no reactivo en un medio poroso homogéneo en una dimensión puede representarse por la segunda ley de Fick

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_d \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2.3.5)$$

Para obtener una indicación de relación en la cual la solución pueda difundirse en un material poroso se debe considerar una situación hipotética donde dos estratos contienen diferente concentración de solución estando en contacto. Se da por hecho que el estrato está saturado y que el gradiente hidráulico en ese estrato es despreciable. Para un tiempo inicial, uno de los estratos tiene una clase de solución i_s con una concentración C_0 . En el otro

estrato la concentración C es pequeña y se aproxima a 0. La solución realizará el proceso de difusión del estrato de mayor a menor concentración. Se considera que la mayor concentración de la solución permanece constante con el tiempo, aunque se puede dar el caso en donde la concentración de la solución se mantuviera en equilibrio por la disolución del mineral. Valores de C en la dirección x a un tiempo t pueden ser calculadas por la relación (Crank, 1956)

$$C_i(x,t) = C_0 \times \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_d^* t}} \right) \quad (2.3.6)$$

donde erfc es función del error complementario.

Si se considera un valor de $5 \times 10^{-10} \text{ m}^2 / \text{s}$ para D_d^* la concentración de la solución es especificada en intervalos que pueden ser calculados. Si se selecciona una relación de concentración $\frac{C}{C_0}$ de 0.1 y una distancia x de 10 m, la ecuación (2.3.6) indicará el tiempo

de difusión que podría ser aproximadamente de 500 años. Es evidente por lo tanto, que la difusión es un proceso relativamente lento. En zonas de actividad de flujo de agua subterránea estos efectos pueden no percibirse por el volumen de agua. En depósitos de baja permeabilidad como los de las arcillas, en las cuales la velocidad del agua subterránea es pequeña, el tiempo de difusión puede tener una fuerte influencia en la distribución espacial de los constituyentes disueltos. Investigaciones de laboratorio han mostrado que las arcillas compactadas pueden actuar como membranas semipermeables (Hanshaw, 1962). Las membranas semipermeables restringen el paso de iones mientras que de una manera relativa dan el paso a especies neutrales. Si el agua en los poros del estrato o en ambos lados de la capa de arcilla compactada tiene diferentes concentraciones de iones la cantidad de agua en ese estrato podría ser diferente. Esto es debido a que las moléculas de agua no pueden transportar a ciertas especies o clases que se mueven a través de la membrana de arcilla semipermeable. Bajo estas condiciones el gradiente hidráulico a través de la membrana es despreciable y el movimiento del agua de la zona de mayor a menor concentración ocurrirá por difusión. Si la zona es un sistema cerrado con una alta concentración salina el movimiento del agua dentro de la zona por difusión puede causar que el fluido aumente su presión sobre la arcilla. El proceso que se desarrolla como una presión diferencial a través de la arcilla se conoce como osmosis. La presión osmótica de equilibrio a través de la arcilla es una presión diferencial que podría existir cuando el efecto del agua por difusión es balanceada por la presión diferencial. Cuando esto ocurre, la migración del agua a través de la arcilla se detiene (Freeze and Cherry, 1979).

Difusión a través del suelo

La presencia de partículas de suelo, particularmente minerales de arcilla y de materia orgánica, complican el proceso de difusión. La difusión a través de la red de partículas de arcillas envueltas por el movimiento de difusión en el agua del poro se ilustra en la figura 2.3.2

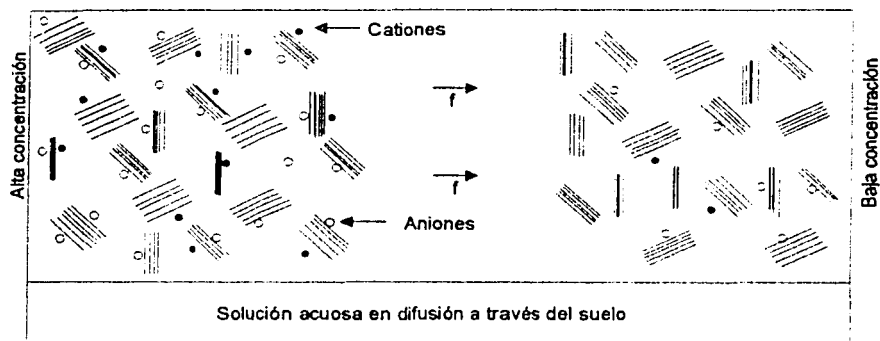


Figura 2.3.2 Ilustración esquemática de la difusión de cationes y aniones de una concentración alta a una baja a través de un estrato de arcilla saturada.

La relación del movimiento de químicos o flujo de masa a través de un suelo puede ser más lenta que la realizada por difusión en agua debido a las siguientes razones:

1. flujo lento a través de las partículas (lentitud, τ);
2. volumen pequeño de flujo (porosidad, n , o contenido volumétrico de agua);
3. incremento de la viscosidad, especialmente la porción de doble capa de agua en el poro;
4. retardo de ciertas especies o clases por cambio de cationes y aniones (retardo) para minerales orgánicos y de arcilla;
5. biodegradación de organismos por difusión;
6. conteo de flujo osmótico;
7. desequilibrio eléctrico, posiblemente por exclusión de aniones.

Sin embargo, ciertos eventos en el suelo pueden también acelerar el movimiento por ejemplo:

1. decremento de la viscosidad causada por cualquiera de los factores que causan la contracción de la doble capa por una relación constante de vacíos;
2. decremento de la viscosidad causado por fijación de K^+ ;
3. desequilibrio eléctrico por la aceleración en la migración de aniones que podrían de una manera eléctrica atraer cationes por osmosis;
4. desequilibrio eléctrico relacionado con el cambio de cationes y la fuerza de los halos que pueden atraer cloruro para equilibrar el Ca^{2+} y Mg^{2+} ;
5. lograr el equilibrio químico de ciertas especies o clases por eliminación -retardo.

2.4 SORCIÓN

La sorción es uno de los procesos abióticos más ampliamente estudiados sobre todo para plaguicidas en suelos agrícolas (Sabatini y Austin, 1990). Sorción, adsorción y absorción son términos que se refieren a fenómenos muy similares; los dos primeros se utilizan indistintamente por muchos autores (Weber et al., 1991). La adsorción se define como la acumulación de una sustancia química en una interfase; las interfaces de más interés en el comportamiento y transporte de los compuestos en el subsuelo son la líquido-sólida y la gas-sólida. La absorción es la distribución del compuesto entre dos fases y la sorción incluye tanto a la adsorción como a la absorción. Otra definición de sorción es el proceso en el que el soluto es atrapado por las partículas del suelo.

El transporte y comportamiento de los compuestos orgánicos en la zona saturada se considera que está controlada por parámetros físicos y químicos del sorbente y por las características químicas del sorbato. La interacción entre el sorbato (compuesto orgánico) y el sorbente (suelo) se conoce como sorción. En general las formas de sorción se clasifican por el sorbato o sorbente (Weber, 1972). La sorción motivada por el sorbente ocurre cuando el compuesto se acumula en la superficie del material poroso debido a la afinidad de la superficie por el compuesto. Un ejemplo de este tipo de sorción se presenta cuando un compuesto de alta polaridad interactúa con los minerales de la arcilla por intercambio catiónico (Knox et al., 1993). La sorción motivada por el sorbato ocurre cuando el compuesto es hidrofóbico; los compuestos no polares tienen preferencia por acumularse en fases no polares que en el agua en este caso la fase no polar está asociada con la cantidad de materia orgánica del suelo.

Existen distintos métodos para medir la influencia de la sorción; uno de los más usados en laboratorio es el de isotermas de adsorción. Se utilizan en experimentos realizados a temperatura constante donde se relaciona la concentración del compuesto en solución con su concentración en la fase sólida. Para los compuestos halogenados las isotermas son por lo general lineales.

El proceso de adsorción puede ser modelado linealmente donde la masa de contaminantes adsorbida S es proporcional a la concentración en la solución C

$$S = K_d C \quad (2.4.1)$$

donde S es la masa removida de la solución original $[MM^{-1}]$, K_d es el coeficiente de distribución $[M^{-1}L^3]$ y C es la concentración de la solución $[ML^{-3}]$. El coeficiente de distribución en una isoterma lineal, K_d , expresa la relación de equilibrio entre la fase sólida y la líquida y corresponde a la pendiente de la isoterma, lo cual se expresa de la siguiente manera (Iturbe Argüelles, 1998):

$$K_d = \frac{S}{C} \quad (2.4.2)$$

por lo que:

- S concentración adsorbida en la fase sólida (mg/g),
 C concentración del compuesto disuelto (mg/l),
 K_d coeficiente de distribución (l/g).

La gráfica de la variación en la fase sólida de la concentración S versus la solución de concentración se llama isoterma de adsorción. El caso representado en la ecuación 2.4.1 es una isoterma lineal (figura 2.4.1) y es frecuentemente estimado como una aproximación razonable para concentraciones bajas de contaminantes.

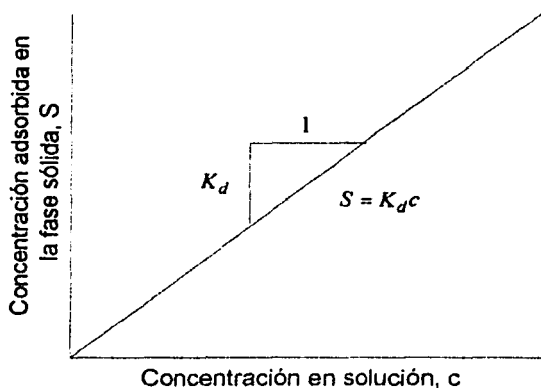


Figura 2.4.1 Isoterma de adsorción lineal

En concentraciones altas la sorción es no lineal y más compleja que la relación entre la fase sólida de la concentración S y la concentración C de la solución. Dos de las más usadas son las isotermas de Langmuir y Freundlich. La isoterma de Langmuir está dada por

$$S = \frac{S_m bc}{1 + bc} \quad (2.4.3)$$

donde S_m es la concentración en la fase sólida correspondiente a toda la sorción disponible ocupada en un sitio, b el parámetro representativo de la relación en solución, S la masa de solución removida por unidad de masa de sólido y c el equilibrio de la concentración de la solución (masa por unidad de volumen de fluido en el poro). En la isoterma de Langmuir (figura 2.4.2 (a)) los parámetros S_m y b son obtenidos de pruebas donde se conoce el volumen del contaminante así como la concentración que es mezclada con el volumen del suelo seco. La concentración de la solución de especies o clases que interactúan con el suelo decrece en equilibrio con el valor c . Para esta prueba, el equilibrio de la fase sólida y de concentración en la solución S y c pueden ser inferidos o deducidos para un intervalo de concentración en solución. Los parámetros S_m y b se pueden estimar al obtener logaritmos de la ecuación anterior ya que se hace lineal y al dibujar $\frac{1}{S}$ versus $\frac{1}{c}$ se obtienen los valores mencionados como se muestra en la figura 2.4.2 (b).

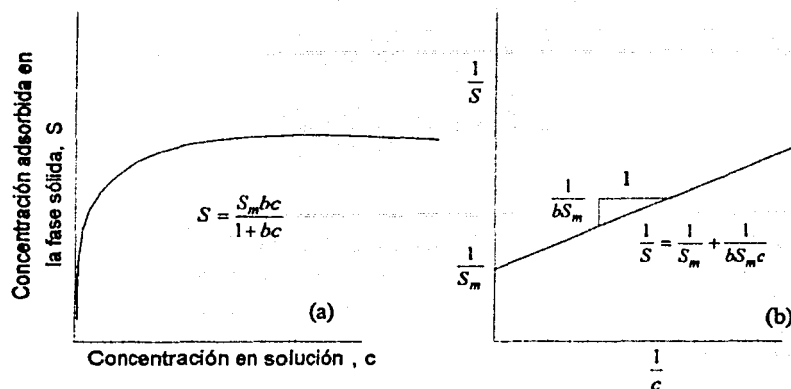


Figura 2.4.2 Isotherma de Langmuir: (a) muestra la sorción como una función de concentración; (b) se usa para determinar parámetros.

La isoterma de Langmuir tiene una buena base teórica pero, desafortunadamente, no siempre es adecuada para describir los procesos de sorción. La isoterma de Freundlich proporciona un modelo empírico, el cual algunas veces manifiesta una mejor descripción cuantitativa de la sorción expresándose como

$$S = K_d C^\varepsilon \quad (2.4.4)$$

donde K_d y ε son constantes determinadas empíricamente y la relación entre S y C es graficada en la figura 2.4.3 (a) para $\varepsilon > 1$ y $\varepsilon < 1$. Por lo tanto, en este caso la ecuación 2.4.4 puede describirse

$$\ln S = \ln K_d + \varepsilon \ln C \quad (2.4.5)$$

siendo más conveniente graficar $\ln S$ versus $\ln C$ como se muestran la figura 2.4.3 (b), lo cual permite una mejor evaluación de K_d y ε . La isoterma lineal es frecuentemente una buena representación de la sorción de contaminantes para lixiviados de depósitos de basura municipal donde las concentraciones son relativamente bajas. Desafortunadamente este no siempre es el caso. Además, debe notarse que la sorción de una especie o clase dada es frecuentemente dependiente de la presencia de otras especies compuestas y ahí no puede ser determinada de manera aislada. El análisis de transporte de contaminantes para la sorción lineal (ecuación 2.4.1) puede realizarse usando técnicas analíticas, semianalíticas o numéricas (Rowe, Quigley, and Booker, 1994).

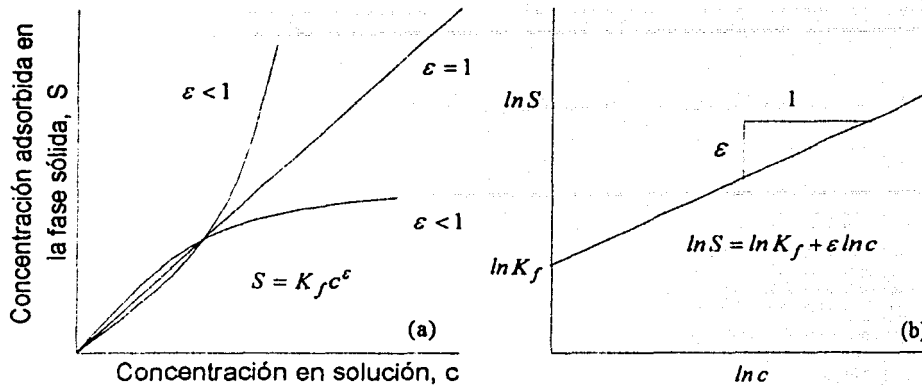


Figura 2.4.3 Isoterma de Freundlich: (a) muestra la sorción como función de la concentración; (b) logaritmo usado para determinar parámetros.

3. ASPECTOS FÍSICOS Y QUÍMICOS DE LOS SUELOS

3.1 COMPOSICIÓN MINERALÓGICA DE LOS SUELOS

Los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos: desintegración mecánica y descomposición química. El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y sólo en casos especiales arcillas. La descomposición química se entiende como acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es el agua y los mecanismos de ataque más importante son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que en zonas más frías son típicas las formaciones arenosas o limosas. Se puede dividir la composición química de los suelos en orgánicos e inorgánicos. Las partículas minerales representan el 50% del total de las cuales dominan la arena, arcilla y carbonatos, y en menor medida los óxidos e hidróxidos de hierro y sales; las de origen orgánico suponen el 5%; el 45% que resta lo ocupan aire y agua, los cuales aprovechan la porosidad de la arena (el componente más importante de los suelos) para penetrar en los suelos y permitir la interacción con los demás elementos (Blyth and Freitas, 1989).

MINERALES CONSTITUTIVOS DE LOS SUELOS GRUESOS

Sus propiedades físicas son: el color, tonalidad de sus raspaduras, forma de cristalización, dureza, forma de su fractura y disposición de sus planos de cruce, tenacidad, capacidad para permitir el paso de ondas y radiaciones y la densidad relativa. La estructura atómico-molecular del mineral es el factor más importante para condicionar sus propiedades físicas. Un mineral es una sustancia inorgánica y natural, que tiene una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones. En los

suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldespato, micas, olivino, serpentina, etc.; óxidos, cuyos principales exponentes son el cuarzo (SiO_2), la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos, entre los que destacan la calcita y la dolomita y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1974).

La sílice se encuentra sin combinar con otros elementos en varias formas cristalinas de las cuales el cuarzo, uno de los minerales más comunes en la naturaleza, es de especial importancia. Cuando el contenido de cuarzo de una roca aumenta, también lo hace su resistencia y su abrasividad. Otras formas de sílice incluyen la tridimita de alta temperatura; calcedonia, que es un agregado de fibras de cuarzo y la formas criptocristalinas, variedad de calcedonia impura, ópalo y pedernal. En la estructura del cuarzo, el tetraedro de silicio y oxígeno está constituida por un armazón tridimensional en la que cada oxígeno es compartido entre dos silicios. No hay sustitución de otros iones en la posición del silicio. El cristal es un prisma de 6 lados y terminaciones romboédricas (figura 3.1.1); lustre vítreo, fractura conchoide, incoloro cuando está puro (cristal de roca), aunque pueden ocurrir muchas variedades coloreadas, el color es debido a trazas de impurezas como en el cuarzo rosado (rosa), cuarzo ahumado (gris) cuarzo lechoso (blanco), amatista (violeta).

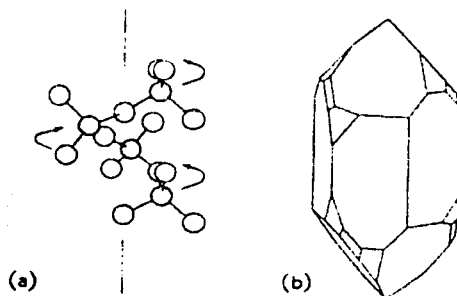


Figura 3.1.1 (a) Estructura en espiral en armazón de cuarzo, (b) cristal de cuarzo (Blyth and Freitas, 1989).

El cuarzo a veces contiene pequeñas inclusiones de cavidades llenas con líquido; las cuales pueden estar arregladas en direcciones regulares de un cristal. El cuarzo es un constituyente esencial de los granitos, y puede ser reconocida en la roca por su dureza, granos vítreos de forma irregular y sin crucero. Ocurre en cantidades más pequeñas en las granodioritas y las dioritas con cuarzo, y está presente en cristales porfíricos bien formados en diques y lavas ácidos. Muchas arenas y areniscas tienen al cuarzo como el principal constituyente; los granos tienen una alta resistencia a la abrasión y transporte. El mineral se encuentra en forma abundante en los esquistos y rocas metamórficas (Blyth and Freitas, 1989).

NATURALEZA Y ESTRUCTURA DE LOS MINERALES DE ARCILLA

Los minerales de arcilla se producen de manera primordial por el intemperismo sobre feldespatos y micas. Forman parte de un grupo complejo de aluminio-silicatos de potasio, magnesio y hierro, conocidos como minerales de retícula laminar o reticulolaminares. Son de tamaño muy pequeño y de forma muy plana, por lo que poseen un área superficial considerable. Además, estas superficies presentan una carga eléctrica negativa, fenómeno que tiene gran importancia en la explicación de las propiedades de ingeniería de los suelos arcillosos. La figura 3.1.2 muestra las dos unidades estructurales básicas: la unidad



tetraédrica, constituida por un ion central de silicio rodeado por cuatro átomos de oxígeno; y la unidad octaédrica, formada por un ion central de aluminio o magnesio, rodeado por seis iones oxhidrilo. Las estructuras laminares se forman cuando los iones oxígeno se enlazan covalentemente entre varias unidades. En esta forma, una lámina de sílice (figura 3.1.3 a) queda formada por tetraedros enlazados, cuya fórmula general corresponde a $nSi_4O_{10}(OH)_2$. Las unidades octaédricas también se enlazan entre sí en sus vértices para formar una lámina que puede ser gibsita ($Al_4(OH)_6$), en el que sólo dos tercios de las posiciones centrales están ocupadas por iones Al^{3+} , produciendo una estructura dioctaédrica (figura 3.1.3 b), o bien de brucita ($Mg_6(OH)_6$), en el que todas las posiciones centrales están ocupadas por iones Mg^{2+} , produciendo una estructura trioctaédrica (figura 3.1.3 c).

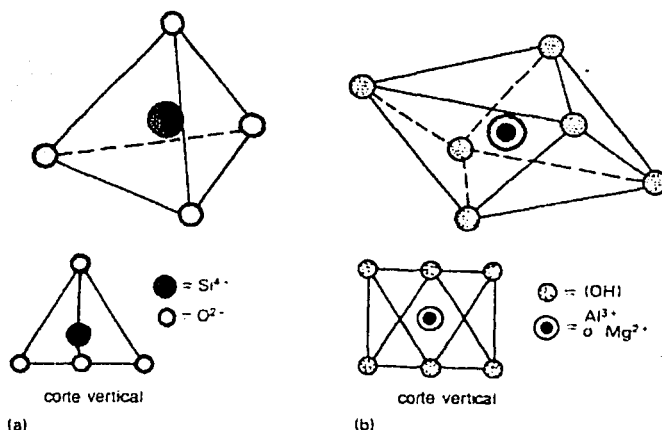


Figura 3.1.2 Elementos unitarios de los minerales de arcilla. (a) Unidad tetraédrica, (b) unidad octaédrica (Whitlow, 1994).

La separación entre los iones externos de las láminas tetraédrica y octaédrica es suficientemente similar para que puedan unirse por medio de iones oxígenos u oxhidrilos. Esto hace posible dos distribuciones, que son estructuras de dos o tres láminas. En la red de dos láminas (figura 3.1.3 d) las tetraédricas y octaédricas están alternadas, mientras que la de tres láminas (figura 3.1.3 e), consiste en una lámina octaédrica emparedada entre dos láminas tetraédricas. Las partículas minerales se van formando por acumulación de las láminas en forma de pilas enlazadas. Los minerales arcillosos son resultado del intemperismo sobre rocas que contienen feldespatos y micas. Dependiendo de la distribución de la apilación de las láminas, así como del tipo de iones que proveen la unión de las mismas, se pueden identificar cuatro grupos minerales de arcilla que son: caolinitas, illitas, montmorilonitas y vermiculitas (figura 3.1.4).

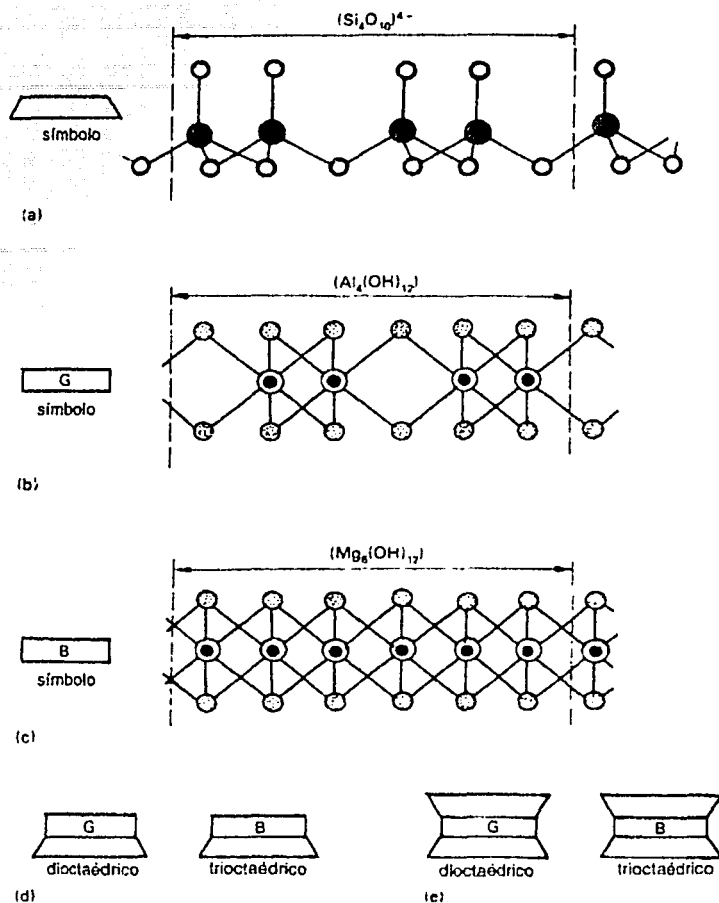


Figura 3.1.3 Estructura de capas reticulares. (a) Capa de sílice, (b) capa de gipsita, (c) capa de brucita, (d) retículos de dos capas, (e) retículos de tres capas (Whitlow, 1994).

Grupo de caolinitas. Éste es el principal constituyente del caolín y las arcillas para porcelana, derivadas del intemperismo del feldespato ortoclasa, ingrediente esencial del granito. La estructura de la caolinita consiste en una distribución de dos láminas de sílice y gipsita fuertemente enlazadas. La caolinita es, en sí misma, un mineral en forma de laminilla normalmente constituido por pilas de unas 100 láminas con una distribución muy ordenada. Otro miembro de este grupo que aparece en algunos suelos tropicales es la haloisita, cuyas láminas están separadas por moléculas de agua. En contraste con la mayor parte de las demás arcillas que son laminares, las de haloisita son tubulares o en forma de bastón. A temperaturas superiores a $60^{\circ}C$, la haloisita tiende a deshidratarse.

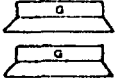
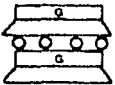
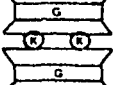
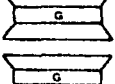
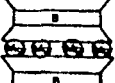
Nombre del mineral	Estructura simbolizada	Entre las láminas	Tamaño aproximado (μm)	Superficie específica (m^2/g)	Capacidad aprox. de intercambio ($\text{me}/100\text{g}$)
caolinita		enlace de liga H	$l = 0.2-2.0$ $t = 0.05-0.2$	10-30	5
halosita		H_2O	(tubular) $l = 0.5$ $t = 0.05$	40-50	15
ilita		enlace de K^+	$l = 0.2-2.0$ $t = 0.02-0.2$	50-100	30
montmorilonita		enlace entre cruzado débil entre iones Mg/Al	$l = 0.1-0.5$ $t = 0.001-0.01$	200-800	100
vermiculita		enlace de Mg^{2+}	$l = 0.15-1.0$ $t = 0.01-0.1$	20-400	150

Figura 3.1.4 Estructura y tamaños de los principales minerales de arcilla (Whitlow, 1994).

Grupo de illitas. La degradación de las micas (muscovita y sericita) en condiciones marinas, dan como resultado minerales estructuralmente similares llamados illitas. Por tanto, éste es el mineral predominante en las arcillas y esquistos marinos. Cuando en la degradación de una ortoclasa no se eliminan todos los iones potasio, también se producen illitas. Su estructura consiste en arreglos de tres láminas de gibsita con los iones K^+ proporcionando el enlace entre las láminas adyacentes de sílice (figura 3.1.4). El enlace es más débil que en la caolinita, y el resultado son partículas más pequeñas y delgadas.

Grupo de montmorilonitas. Los minerales de este grupo en ocasiones también reciben el nombre de esmectitas y representan el constituyente principal de la bentonita. La montmorilonita suele ser el resultado de una degradación adicional de la illita, y también se forman por el intemperismo del feldespato plagioclasa en los depósitos de cenizas volcánicas. Su estructura fundamental consiste en distribuciones de tres láminas, cuya lámina octaédrica intermedia es casi siempre gibsita, pero con algunas sustituciones de Al por Mg . Diversos iones metálicos (además de K^+) forman enlaces débiles entre las capas (figura 3.1.4). Como resultado de estos enlaces débiles, las moléculas de agua pueden

penetrar entre las láminas con bastante facilidad, lo que da un alto potencial de concentración/expansión.

Grupo de vermiculitas. Este grupo contiene productos del intemperismo de la biotita y la clorita. La estructura de la vermiculita es similar a la montmorilonita, excepto que los cationes que proporcionan los enlaces entre las láminas son predominantemente de *Mg* (figura 3.1.4) acompañados por algunas moléculas de agua. Por tanto, tienen propiedades de contracción/expansión similares a los de la montmorilonita, pero de menor magnitud (Whitlow, 1994).

3.2 PROPIEDADES FÍSICAS Y QUÍMICAS DE LOS SUELOS

Las propiedades físicas básicas son las que se requieren para definir su estado físico. Para los propósitos del análisis y diseño de ingeniería, es necesario cuantificar las tres fases constituyentes del suelo (sólida, líquida y gaseosa) y poder expresar las relaciones entre ellas en términos numéricos.

Relación de vacíos (e). El volumen no ocupado por los sólidos se conoce como volumen de vacíos; puede estar ocupado por agua, aire, o por una mezcla de ambos.

$$\text{Relación de vacíos, } e = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen de sólidos}} \quad (3.2.1)$$

Porosidad (n). Otra forma de expresar la cantidad de vacíos consiste en relacionar el volumen de éstos con el volumen total:

$$\text{Porosidad, } n = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen total}} \quad (3.2.2)$$

Volumen específico (v)

$$\text{Volumen específico, } v = 1 + e$$

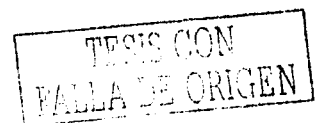
Grado de saturación (S_r). La cantidad de agua en el suelo puede expresarse como una fracción del volumen de vacíos; esta fracción se conoce con el nombre de grado de saturación.

$$\text{Grado de saturación, } S_r = \frac{\text{volumen de agua}}{\text{volumen de vacíos}} = \frac{V_w}{V_v} \quad (3.2.3)$$

$$\text{ó } V_w = S_r e$$

$$\text{Porcentaje de saturación} = 100 S_r$$

Para un suelo perfectamente seco $S_r = 0$



y para un suelo saturado $S_r = 1$

Relación de aire-vacíos (A_v). El volumen de aire-vacíos de un suelo es la parte del volumen de vacíos no ocupado por el agua.

Volumen · aire – vacíos = volumen · de · vacíos – volumen · de · agua

$$V_a = V_v - V_w \quad (3.2.4)$$

$$= e - S_r e$$

$$= e(1 - S_r)$$

La relación aire-agua es la relación del volumen aire-vacíos al volumen específico del suelo.

$$A_v = \frac{e(1 - S_r)}{1 + e} = n(1 - S_r) \quad (3.2.5)$$

Porcentaje de vacíos de aire = $100A_v$

Peso específico relativo de los sólidos (G_s) y densidad de partículas (ρ_s). La relación de la masa de un volumen dado de un material a la masa del mismo volumen de agua recibe el nombre de peso específico relativo del material. La masa de una unidad de volumen sólido en el modelo de suelo es :

$$M_s = G_s \rho_w \quad (3.2.6)$$

donde ρ_w = densidad del agua, que puede considerarse como 1.00 Mg/m^3 . La densidad de partícula (ρ_s) o densidad de gramo, es la masa por unidad de volumen de las partículas sólidas, o granos, y es igual a

$$\rho_s = G_s \rho_w \quad (3.2.7)$$

la masa del agua en el modelo del suelo es:

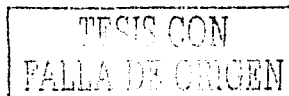
$$M_w = S_r e \rho_w \quad (3.2.8)$$

Contenido de agua (m). La proporción de la masa de agua a la masa de sólidos recibe el nombre de contenido de agua del suelo.

$$\text{Contenido de agua } m = \frac{\text{masa · de · agua}}{\text{masa · de · sólidos}} = \frac{M_w}{M_s}$$

de acuerdo con las ecuaciones 3.2.6 y 3.2.8:

$$m = \frac{S_r e \rho_w}{G_s \rho_w} = \frac{S_r e}{G_s} \quad (3.2.9)$$



ó

$$mG_s = S_r e \quad (3.2.10)$$

Porcentaje de contenido de agua = 100 *m*

Peso volumétrico. Las cantidades conocidas con el nombre de pesos volumétricos proporcionan una medición de la cantidad de material con relación a la cantidad de espacio que ocupa. Se pueden definir diversos tipos:

$$\text{Peso volumétrico seco, } \rho_d = \frac{\text{masa} \cdot \text{de} \cdot \text{sólidos}}{\text{volumen} \cdot \text{total}}$$

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1+e} = \frac{\rho_s}{1+e} \quad (3.2.11)$$

$$\text{Peso volumétrico total, } \rho = \frac{\text{masa} \cdot \text{total}}{\text{volumen} \cdot \text{total}} = \frac{\text{masa} \cdot \text{de} \cdot \text{sólidos} + \text{masa} \cdot \text{de} \cdot \text{agua}}{\text{volumen} \cdot \text{total}}$$

$$\rho = \frac{G_s \rho_w + S_r e \rho_w}{1+e} = \frac{\rho_s + S_r e \rho_w}{1+e} \quad (3.2.12)$$

La relación de estos pesos permite obtener una expresión muy útil:

$$\frac{\rho}{\rho_d} = \frac{\frac{G_s + S_r e}{1+e} \rho_w}{\frac{G_s}{1+e} \rho_w} = 1 + \frac{S_r e}{G_s}$$

ó

puesto que, $S_r e = mG_s$

$$\rho = (1+m)\rho_d \quad (3.2.13)$$

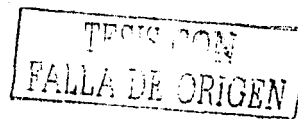
Cuando el peso volumétrico total es saturado, esto es, $S_r = 1$

$$\text{entonces, el peso volumétrico saturado, } \rho_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e} \rho_w \quad (3.2.14)$$

El peso volumétrico sumergido de un suelo es la masa efectiva por volumen unitario (total), cuando está sumergido.

$$\text{El peso volumétrico sumergido, } \rho' = \rho_{sat} - \rho_w \quad (3.2.15)$$

Pesos unitarios. El peso de una unidad de volumen de suelo recibe el nombre de peso unitario. Las unidades del peso unitario son fuerza por unidad de volumen, mientras que las



unidades de densidad son de masa por unidad de volumen. Los pesos unitarios están relacionados con las unidades correspondientes como sigue:

$$\text{Peso unitario seco} \quad \gamma_d = \rho_d g \quad (3.2.16)$$

$$\text{Peso unitario total} \quad \gamma = \rho g \quad (3.2.17)$$

$$\text{Peso unitario saturado} \quad \gamma_{sat} = \rho_{sat} g \quad (3.2.18)$$

$$\text{Peso unitario del agua} \quad \gamma_w = \rho_w g \quad (3.2.19)$$

$$\text{Peso unitario sumergido} \quad \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3.2.20)$$

Compacidad relativa (C_r). La relación de vacíos real de un suelo está situada en un punto entre los valores mínimo y máximo posible, esto es, $e_{min.}$ y $e_{máx.}$, dependiendo del estado de compactación. En el caso de las arenas y las gravas, se presenta una considerable variación en los dos extremos. Una forma conveniente para medir el estado de compactación consiste en establecer una relación entre relaciones de vacíos conocida como compacidad relativa o índice de densidad.

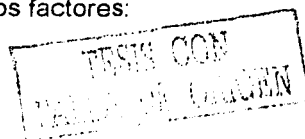
$$C_r = \frac{e_{máx.} - e}{e_{máx.} - e_{min.}} \quad (3.2.21)$$

En esta forma, para un suelo su estado más compacto, $C_r = 1$, y cuando está suelto al máximo, $C_r = 0$. La norma ASTM D4253-83 indica que la Compacidad Relativa es aplicable a suelos con un contenido de finos máximo de 15% y además, estos finos sean no-cohesivos.

Compactación de suelos. El proceso de compactación produce un aumento de la densidad del suelo, con la consiguiente reducción del volumen aire-vacíos, pero sin que se modifique el volumen de agua. Esto se suele llevar a cabo por medios mecánicos, tales como rodillado, apisonado o vibrado. Tres son los objetivos principales que se buscan con la compactación de los suelos:

- a) Reducir la relación de vacíos, por tanto, la permeabilidad del suelo (esto también produce el efecto de controlar la absorción de agua y los consiguientes cambios de contenido de agua).
- b) Incrementar la resistencia al corte, con lo que se aumenta la capacidad de carga del suelo.
- c) Lograr que el suelo sea menos susceptible a los cambios de volumen, por tanto, a la tendencia a sufrir asentamientos bajo carga o por la influencia de vibraciones.

La efectividad del proceso de compactación depende de varios factores:



- a) Naturaleza y tipo de suelo (esto es, arena o arcilla; uniforme o de buena graduación, plástico o no plástico).
- b) Contenido de agua en el momento de colocar el suelo.
- c) Compactación máxima posible con el suelo considerado.
- d) Compactación máxima posible en las condiciones de campo.
- e) Tipo de equipo de compactación que se use (Whitlow, 1994).

Tanto la práctica como la experiencia avalan como criterio para conseguir una buena compactación un peso volumétrico equivalente al 85% de la Compacidad Relativa. Este valor, en general, permite asegurar un buen comportamiento geomecánico tanto desde el punto de vista estático como dinámico. Proctor desarrolló en los años 30 los principios básicos de la compactación, normalizando el ensayo de laboratorio que lleva su nombre y que permite obtener, para una determinada energía de compactación, la curva de compactación en que las variables son el peso volumétrico seco y el agua. De esta curva se obtienen la densidad seca máxima y el contenido de agua óptimo. Posteriormente y debido a la incorporación de equipos de mayor efectividad en la compactación de rellenos, fue necesario introducir el ensayo de Proctor Modificado que utiliza una energía cuatro veces mayor que la del ensayo Proctor Normal existente. Es claro que los pesos volumétricos máximos alcanzadas en un mismo suelo con el Proctor Modificado son significativamente mayores que las obtenidas en el Proctor Normal. Sin embargo, es necesario observar que las aguas óptimas son siempre menores que las del Proctor Normal (Proctor modificado. ASTM D698-70 y ASTM D1557-70).

Granulometría. El análisis granulométrico permite determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de granos presentes en una masa de suelo dada. El procedimiento consiste en obtener la cantidad de suelo que pasa a través de un tamiz en una malla, pero que es retenido en el siguiente cuya malla tiene diámetros ligeramente menores a la anterior relacionando esta cantidad retenida con el total de la muestra que pasa a través de los tamices. El sistema internacional USCS (Unificated Soil Clasification System) nos permite clasificar el suelo de acuerdo a los parámetros determinados en el análisis granulométrico.

Clasificación USCS.

- Suelos de grano grueso
 - + 50% queda retenido en la malla 200 (0.075 mm).
 - > Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla 4 (4.75 mm).
 - Fracción fina < 5%: GW, GP, según C_u y C_c .
 - Fracción entre 5% y 12%: Símbolos dobles. Ej: GW-GC, mezcla bien graduada de arena y grava en una matriz arcillosa.
 - > Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla 4 (4.75 mm).
 - Fracción fina < 5%: SW, SP, según C_u y C_c .
 - Fracción fina > 12%: SM, SC, según carta de plasticidad.
 - Fracción entre 5% y 12%. Símbolos dobles.
- Suelos de grano fino
 - + 50% pasa por la malla 200 (0.075 mm).
 - Carta de Plasticidad.
 - Ensayos de resistencia al estado seco, dilatación y tenacidad.



Límites de Atterberg. La determinación de estos límites permiten evaluar el rango de contenidos de agua donde el suelo tiene un comportamiento plástico. Los límites más usados en ingeniería corresponden al límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) de los cuales se puede obtener el índice de plasticidad (IP). El límite líquido corresponde al contenido de agua del suelo entre el estado semi-líquido y plástico. El límite plástico es el contenido de agua entre los estados semi-sólido y plástico. Siendo el índice de plasticidad la diferencia entre estos dos límites.

Color. La variación de agua cambia el color de un suelo, por lo que se debe indicar el color predominante in situ (colores muy oscuros son indicación de contenidos orgánicos. Por el contrario colores claros indican por lo general suelos inorgánicos).

Estructura. Si el material presenta capas alternadas de varios tipos ó colores se denominará estratificado; si las capas o colores son delgadas menores a 6 mm . será laminado; si presenta grietas definidas se llamará laminar; si presenta inclusión de suelos de textura diferente se llamará lenticular; si hay presencia de agujeros de raíces o de aberturas porosas se llamará vesicular; etc.

PROPIEDADES IMPORTANTES DE LOS MINERALES DE ARCILLA

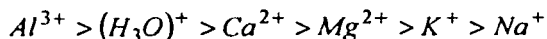
Desde el punto de vista de la ingeniería, la característica más importante de cualquier mineral arcilloso natural es su forma laminar típica. Varias propiedades ingenieriles importantes son directamente atribuibles a este factor, combinado con otros, tales como lo pequeño de sus partículas y su carga eléctrica negativa superficial. Las principales propiedades que deben considerarse en el contexto de ingeniería son: área superficial, carga superficial y adsorción, capacidad de intercambio catiónico, floculación y dispersión, expansión y contracción, plasticidad y cohesión.

Área superficial. Cuanto más pequeña y más laminar sea una partícula, mayor será su área superficial. La relación del área superficial por gramo de masa recibe el nombre de superficie específica (S_v) del suelo.

Carga superficial y adsorción. Los iones que forman la superficie laminar de los minerales de arcilla son O^{2-} u $(OH)^-$, por lo que dichas superficies presentan una carga eléctrica negativa. Puesto que las moléculas de agua son dipolares, esto es, tienen un extremo negativo y otro positivo, se forma una capa de agua que queda unida a la superficie del mineral por medio de un enlace de hidrógeno $(H_3O)^+$. En la zona inmediatamente adyacente a la superficie, las moléculas de agua son retenidas en una capa fuertemente enlazada, pero al aumentar la distancia, los enlaces se debilitan y el agua resulta más fluida. Las propiedades de esta capa de agua adsorbida tienden a ser muy diferentes a las del agua común; su viscosidad, densidad y punto de ebullición son mayores y su punto de congelación es más bajo. Al determinar los contenidos de agua de suelos arcillosos es aconsejable secarlos a 105°C , para asegurarse de haber eliminado toda el agua adsorbida.

Capacidad de intercambio catiónico. La carga superficial negativa total exhibida por todos los minerales de arcilla se pueden neutralizar de varias maneras: parte por los cationes internos, parte por los enlaces de hidrógeno en la capa acuosa adsorbida y parte debida a los cationes

en la capa adsorbida. El remanente de la carga superficial negativa que no se neutraliza internamente recibe el nombre de capacidad de intercambio catiónico del mineral, y sus unidades se hacen miliequivalentes por 100 g (*me*/100g). En la figura 3.1.4 se muestran algunos valores aproximados. Por lo general, entre los cationes en las capas adsorbidas y los propios del agua de los poros se establece un equilibrio. Sin embargo, las proporciones relativas de cationes pueden variar cuando se introducen diferentes cationes del agua en los poros, puesto que algunos tienen mayor afinidad que otros. Los de mayor afinidad tienden a remplazar a los de afinidad más baja en la capa adsorbida. El orden general de sustitución entre los cationes es:



de esta forma, en los climas tropicales de alta agua, los suelos llegan a ser cada vez más ácidos, a medida que los $(H_3O)^+$ remplazan a los Ca^{2+} tienden a remplazar al Na^+ . La presencia de ciertos cationes tiende a aumentar o bien a disminuir el espesor de la capa adsorbida. Por ejemplo, se requiere el doble de iones monovalentes (es decir Na^+) para equilibrar iones divalentes (es decir Ca^{2+}), lo que trae como resultado una capa más gruesa. Los cationes también tienden a quedar rodeados de moléculas de agua cercanas, que se enlazan a través de sus "extremos" negativos.

Floculación y dispersión. Las interacciones que se desarrollan entre dos partículas próximas entre sí en una solución acuosa, serán afectadas por dos tipos de fuerzas:

- Atracción entre partículas debida a las fuerzas de enlace secundarios o de van der Waals.
- Fuerzas de repulsión debidas a la naturaleza de cargas eléctricas negativas de la superficie de la partícula y de la capa adsorbida.

Las fuerzas de atracción de van der Waals se incrementan si las partículas se acercan, por ejemplo, esto sucede cuando el espesor de la capa adsorbida disminuye por el proceso de intercambio básico. En los suelos cuya capa adsorbida es gruesa, la repulsión será de mayor magnitud y las partículas permanecerán libres y dispersas. Cuando la capa adsorbida es lo suficientemente delgada para que dominen las fuerzas de atracción, se forman grupos de partículas, en los que se presentan contactos de superficie con aristas (positivo - negativo); en una suspensión, estos grupos se sedimentan en conjunto. A este proceso se le llama floculación, y a los suelos que presentan este fenómeno se les denomina suelos floculados. En las arcillas marinas que contienen altas concentraciones de cationes, las capas adsorbidas son delgadas, por lo que resultan estructuras floculadas, en tanto que las arcillas lacustres (agua dulce) tienden a presentar estructuras dispersas. Otro aspecto que conviene recordar es que los suelos floculados tienden a presentar límites líquidos elevados.

Expansión y contracción. Las fuerzas entre partículas y de las capas adsorbidas pueden alcanzar equilibrio en condiciones de presión y temperaturas ambientales constantes, debido al movimiento de las moléculas de agua que salen o entran de la capa adsorbida. Al contenido de agua del suelo correspondiente a este estado de equilibrio se le llama contenido de agua de equilibrio (*emc*). Cualquier alteración de las condiciones ambientales producirá cambios en el contenido de agua. Si el agua es integrada a la estructura laminar y

el aumento de volumen está confinado, se desarrollará una presión de expansión. Cuando la capa adsorbida se comprime, se produce una contracción y lo mismo sucede cuando un efecto de succión reduce el contenido de agua (por ejemplo, por medio de una evaporación climática). La capacidad de expansión de los suelos de montmorillonita es muy elevada. Los que contienen una proporción sustancial de illita, en especial los de origen marino, tienen características de expansión bastante altas; los suelos de menor capacidad de expansión son los caoliniticos. En las masas de suelo, la contracción debida al secado se manifiesta como una serie de cuarteaduras poligonales que se prolongan hacia debajo de la superficie.

Plasticidad y cohesión. La propiedad más característica de los suelos de arcilla es su plasticidad, esto es, su capacidad para adquirir y retener una nueva forma cuando se moldean. Nuevamente, son el tamaño y la forma de las partículas, en combinación con la naturaleza de la capa adsorbida, las que controlan esta propiedad. Los suelos con valores de superficie altos, como los de las montmorillonitas, son los más plásticos y los más compresibles. La consistencia plástica de una mezcla de arcilla/agua, es decir, de un suelo arcilloso, depende en alto grado del contenido de agua, que es la relación de masa de agua a masa sólida. Con contenidos de agua bajos, el agua presente es predominantemente la que se sitúa en las capas adsorbidas, por lo que las partículas de arcilla desarrollan considerables fuerzas de atracción mutua. El efecto enlazante de esta succión produce un cierto tipo de tensión interna que se llama cohesión. A medida que se incrementa el contenido de agua, el efecto de la atracción interparticular se reduce y la cohesión disminuye. Cuando el agua presente es suficiente como para permitir que las partículas resbalen unas sobre otras sin producir grietas de tensión interna (esto es, sin desmoronarse), se dice que el suelo alcanza su límite plástico. Cuando el contenido de agua se eleva hasta un punto tal que las fuerzas interpartículas/agua están en equilibrio, la mezcla se comporta como un líquido y se dice que está en su límite líquido (Whitlow, 1994).

3.3 VULNERABILIDAD DE LOS ACUIFEROS

A partir de la mitad del siglo pasado, el uso del agua subterránea comienza a tomar importancia en Iberoamérica, principalmente a consecuencia del menor costo de explotación y la escasa disponibilidad de agua superficial en algunas regiones. En las últimas décadas se ha observado en los países desarrollados un incremento en el interés por la contaminación del agua subterránea, desarrollándose diversos sistemas de evaluación de la vulnerabilidad regional de acuíferos con objeto de elaborar mapas de sensibilidad y vulnerabilidad. En algunos países desarrollados, donde la información existe, la metodología puede llegar a ser tan simple que requiere solamente del análisis de datos cualitativos de las condiciones hidrogeológicas y de las fuentes de carga contaminante para exportarlos con posterioridad a un sistema de información geográfico. Sin embargo, cuando se carece de información, como generalmente ocurre en Latinoamérica, los proyectos pueden llegar a ser tan complejos que deben incluir, además de la descripción de las condiciones hidrogeológicas, la exploración y construcción de pozos de observación, muestreos de los materiales geológicos tanto en la zona no saturada como saturada, muestreos del agua, análisis físicos, químicos y bacteriológicos, así como cuantificaciones de la recarga y descarga, evaluación de la carga contaminante, etc (IBERAMRED. Red IberoAmericana sobre Vulnerabilidad de Acuíferos).

El término vulnerabilidad de acuíferos fue introducido por el hidrogeólogo francés J. Margat a finales de la década del 60 (Margat, 1968) quien la definió como la posibilidad de percolación y difusión de contaminantes de la superficie del terreno a los reservorios de agua bajo condiciones naturales. Vrána (1984) definió vulnerabilidad como el complejo de



condiciones naturales del subsuelo y de la superficie que influyen en el movimiento de un contaminante hacia el acuífero.

El término vulnerabilidad intrínseca o natural se define únicamente en función de factores hidrogeológicos como las características del acuífero y del suelo subyacente y materiales litológicos. El National Research Council (1993) de Estados Unidos definió la vulnerabilidad del agua subterránea como la tendencia o probabilidad de que los contaminantes alcancen una posición específica en el sistema del agua subterránea después de haberse introducido arriba del acuífero superior. Posteriormente el Comité también diferenció dos tipos de vulnerabilidad: la específica (referente a un contaminante específico, clase de contaminante o actividad humana) y la intrínseca que no considera los atributos y comportamiento de un contaminante específico sino las características geohidrológicas.

En los campos de la hidrología y la geología, el riesgo suele definirse como (Civita y De Maio, 1999):

$$R = H_t D_p \quad (3.3.1)$$

donde H_t es la probabilidad asociada al periodo de retorno del evento y D_p es el daño posible. Otros autores asocian la definición de riesgo al desempeño de un sistema. Hashimoto et al. (1980) determinan el desempeño del sistema enfocando la falla y asociado a tres conceptos útiles para medir el desempeño, que son:

1. Confiabilidad; medida de la propensión del sistema a fallar.
2. Resiliencia; rapidez de retorno del sistema a un estado satisfactorio una vez ocurrida la falla.
3. Vulnerabilidad; severidad de las consecuencias de la falla en el sistema.

Este concepto de vulnerabilidad puede ser asociado a la contaminación de aguas subterráneas, si se sustituye "falla del sistema" por "carga contaminante". Por supuesto la severidad de las consecuencias se mide en términos del deterioro de la calidad del agua. Específicamente en el caso de riesgo a la contaminación de un acuífero. Foster (1991) lo define como la interacción entre:

- a. La carga contaminante que es, será o pudiera ser aplicada al subsuelo como resultado de una actividad humana.
- b. La vulnerabilidad de un acuífero a la contaminación, debido a las características naturales de los substratos que lo separan de la superficie.

Debe tenerse claro que el riesgo de contaminación es entendido como la probabilidad de que las aguas subterráneas alcancen niveles de químicos, bacterias, virus, etc. por encima de los cuales peligró la salud humana. Organismos internacionales como la OMS y la EPA recomiendan valores máximos permisibles. La vulnerabilidad por su parte puede entenderse como la sensibilidad de la calidad del agua subterránea ante una carga contaminante impuesta, la cual se determina por las características intrínsecas del acuífero. Por lo tanto la vulnerabilidad es inversa a la capacidad de atenuación de contaminantes del acuífero. En el ámbito de las aguas subterráneas el riesgo de contaminación esta formado por la interacción de dos partes:

- la pasiva, representada por la vulnerabilidad, que no depende de la actividad humana y no cambia perceptiblemente con el tiempo.

- la activa, representada por la amenaza, en la superficie o subsuperficie, que depende directamente de la actividad humana y puede cambiar con el tiempo. Este concepto es equivalente a la definición de Foster de riesgo de contaminación de un acuífero. Sin embargo se debe ser cuidadoso con la definición de activo y pasivo. La actividad humana puede cambiar características "intrínsecas" del acuífero, como la capacidad de atenuación de las capas sobre el acuífero, el mecanismo de recarga y el espesor de suelo. La amenaza por su parte tampoco es siempre activa. En el sentido estricto de la palabra una ciudad puede cambiar, pero difícilmente dejará de ser ciudad, por lo tanto la amenaza no desaparecerá, por el contrario, normalmente aumentará con el crecimiento en tamaño de la misma (Agüero Valverde y Pujol Mesalles, 1999).

Existen algunos métodos para determinar la vulnerabilidad de un acuífero. El método DRASTIC (Aller et al., 1987), el NRA (National Rivers Authority) y el GOD (Groundwater occurrence, Overall aquifer class and Depth to groundwater, Foster e Hirata, 1988), son de los más utilizados. Sin embargo, la aplicación de estos métodos así como de otros como el ERIS (Wilson, 1991), GOD - OSDI (Foster et al., 1991), SINTACS (Civita, 1990), etc., en un mismo acuífero pueden dar resultados muy variables por lo que la validez de estos resultados es relativa. Ante esta situación es necesario evaluar las metodologías ya elaboradas que se aplican en los estudios de vulnerabilidad de acuíferos y modificarlas teniendo en cuenta los escenarios existentes en la región y/o establecer nuevos métodos con base a las condiciones y medios disponibles (IBERAMRED. Red IberoAmericana sobre Vulnerabilidad de Acuíferos).

El movimiento o migración de contaminantes a través del suelo es de interés en la predicción del impacto a partir de fuentes como rellenos y derrames. POLLUTEv6.3 es un programa que establece una solución de la ecuación unidimensional dispersión-difusión (Rowe and Booker, 1985,1991b; Rowe et al., 1994) con la cual calcula la concentración de un contaminante especificado en tiempo y profundidad.

Las metodologías para la determinación de la vulnerabilidad en general buscan establecer las características intrínsecas del acuífero y las capas superiores a éste relacionadas con el transporte y capacidad de atenuación de los contaminantes. Esencialmente coinciden en la determinación de la vulnerabilidad debido a las características intrínsecas del medio (Agüero Valverde y Pujol Mesalles, 1999):

- Profundidad del agua subterránea
- Tasa de recarga
- Tipo de acuífero
- Tipo de suelo
- Topografía
- Impacto en la zona no saturada
- Conductividad hidráulica
- Sistemas de Diseño

El impacto potencial de un acuífero depende de la conductividad hidráulica del terreno natural, de los componentes del sistema de ingeniería (diseño de ingeniería), de la distribución entre el acuífero y la distancia de la línea del sistema (primaria y secundaria). El diseño de los sistemas de ingeniería requieren consideraciones cuidadosas de los rangos de conductividad hidráulica y de los componentes naturales y artificiales del sistema de barreras (Rowe, Quigley, and Booker, 1994). Es importante considerar que a mayor información de la hidrogeología se podrá establecer la vulnerabilidad con mayor aproximación.

4. GEOTECNIA AMBIENTAL EN RELLENOS SANITARIOS

4.1. TIPOS DE RELLENOS SANITARIOS

Los problemas geotécnicos que se presentan están relacionados con la elección, caracterización y análisis del sitio. Las dificultades principales son la definición de la estratigrafía, identificación de las condiciones del agua subterránea (incluyendo acuíferos, acuitardos, niveles piezométricos y condiciones geoquímicas), determinación de las propiedades del suelo (poniendo énfasis en la conductividad hidráulica, características de atenuación geoquímica y esfuerzos del suelo), evaluación en la disponibilidad de materiales de construcción (material arcilloso y arenoso para líneas y filtros), y análisis de estabilidad y asentamientos (Daniel, 1993).

Los sitios de disposición final de residuos sólidos municipales generan lixiviados que contienen diversos contaminantes que pueden afectar los recursos naturales, en especial los acuíferos y los cuerpos superficiales de agua. La aplicación de la Norma Oficial Mexicana NOM-083-ECOL-1996, que establece las condiciones (aspectos hidrológicos, geológicos, hidrogeológicos, restricción por afectación a obras civiles o áreas naturales protegidas, evaluación del potencial de contaminación y aplicación de tecnologías) que deben reunir los sitios destinados a la disposición final de los residuos sólidos municipales, permitirá proteger el ambiente, preservar el equilibrio ecológico y minimizar los efectos contaminantes.

Un relleno sanitario es un sistema de conversión o estabilización de la basura en el que existe la generación de biogás y lixiviados durante el proceso de conversión. Este biogás y lixiviado debe capturarse y controlarse para evitar la contaminación del suelo, agua y aire. La basura es compactada en bloques o celdas que generalmente tienen tres metros de espesor y longitudes que dependen del volumen diario de basura depositada la cual se cubre al final de cada jornada con una capa de material inerte que evita la proliferación de fauna nociva, olores desagradables e infiltración excesiva de agua de lluvia en la basura enterrada (Arvizu y Martínez, 1991).

Una de las primeras preguntas en el diseño de un relleno sanitario es si los desechos deberán estar sobre o bajo tierra. Como se indica en la figura 4.1.1, la basura puede colocarse sobre el terreno (método de área), bajo este (método de trinchera) o en combinación. El depósito colocado sobre la superficie del terreno natural es recomendable para un nivel freático poco profundo, el lixiviado puede ser captado por gravedad, la construcción de la línea y componentes del sistema son más fáciles y se puede ampliar el relleno verticalmente. El depósito bajo el nivel del terreno permite colocar mayor cantidad de basura, el material excavado puede ser usado para cubrir los desechos y una vez clausurado es posible utilizarlo como parque recreativo (Daniel, 1993).

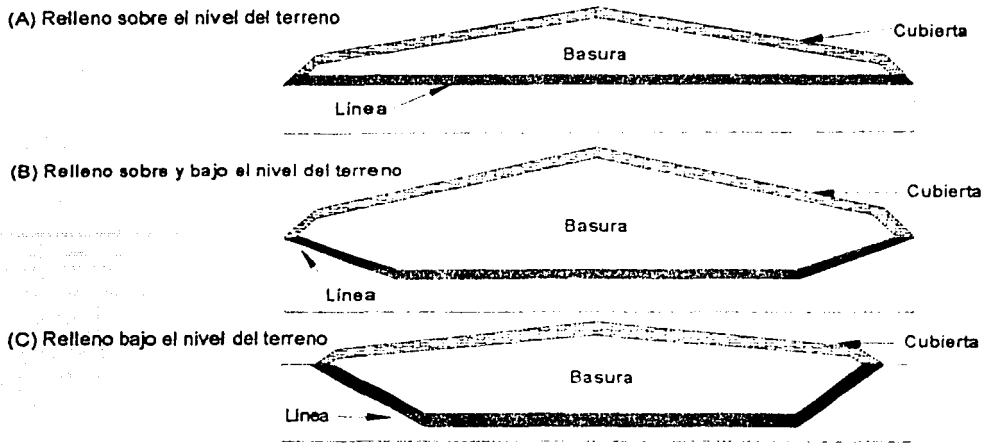


Figura 4.1.1. Rellenos: (A) Sobre el nivel del terreno, (B) Sobre y bajo el nivel del terreno, (C) Bajo el nivel del terreno.

CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS DE LOS RELLENOS SANITARIOS

La base de la planeación de un confinamiento controlado debe ser un concepto integral para minimizar sus riesgos ambientales potenciales. Al riesgo se le puede prevenir con múltiples medidas. Por ejemplo mediante un sistema multi-barrera en donde cada una de las barreras protege, independientemente de la otra, al ambiente. La combinación de todas las barreras garantiza un máximo de protección ambiental y seguridad. Los tipos de barreras más importantes son:

1. Barrera Material. Se logra con estabilización de los materiales.
2. Barrera geológica. Se da por la selección del sitio donde el confinamiento se construye.
3. Barrera técnica. Se construye con sistemas de impermeabilización.

Las barreras tienen las siguientes funciones:

- Disminuir el potencial de dispersión del contaminante de los residuos que se disponen en el confinamiento.
- Garantizar la máxima seguridad posible para que los residuos no causen daños al ambiente ni a la salud a largo plazo.
- Durante la operación del confinamiento:
 - Proteger las aguas superficiales y subterráneas.
 - Disminuir las molestias por el polvo y los olores generados.
 - Minimizar la generación de lixiviados
 - Evitar la formación de gases.
 - Garantizar la estabilidad de los residuos confinados (Kreiner, 2002).

Un relleno sanitario típico con doble sistema de revestimiento (figura 4.1.2) cuenta con los siguientes componentes:

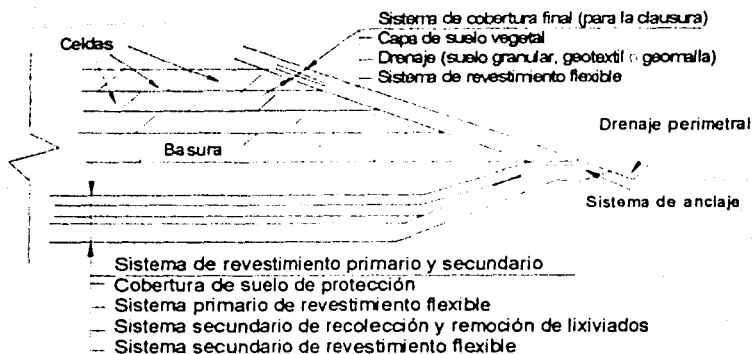


Figura 4.1.2. Relleno sanitario con doble sistema de revestimiento

Sistema de cobertura final: este incluye una capa de suelo vegetal, una capa drenante (suelo granular, geotextil o geomalla), y un sistema de revestimiento flexible.

Sistema de revestimiento primario: este incluye una cobertura de suelo para protección, un sistema de recolección y remoción de lixiviados y un sistema primario de revestimiento flexible.

Sistema de revestimiento secundario: este incluye un sistema secundario de recolección y remoción de lixiviado y un sistema secundario de revestimiento flexible (Botero y Romo, 1999).

De acuerdo con las regulaciones de la agencia ambiental de Estados Unidos (EPA), los rellenos sanitarios (COPE, 1987) deben estar ubicados sobre el nivel freático. Los taludes de las celdas de contención de basura no deben sobrepasar de 3:1. El sistema de revestimiento flexible debe tener un mínimo de 30 *mm* de espesor y de 45 *mm* si va a estar descubierto por más de 3 meses. Este sistema debe estar protegido contra daños por una capa superior e inferior de 36 *cm* de material granular, consistente en partículas suaves y redondeadas menores de ¼ de pulgada o una capa de geotextil.

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE CAPTACIÓN DE LIXIVIADOS

Los principales objetivos de los sistemas de control de los desechos en un relleno sanitario son:

1. Minimizar la filtración del agua hacia la basura a través de la cubierta y paredes del relleno.
2. Recolectar y remover el lixiviado y gas.
3. Minimizar la migración del lixiviado al terreno natural (Daniels, 1993).

En la figura 4.1.3 se representa de forma esquemática un sistema de captación de lixiviados.

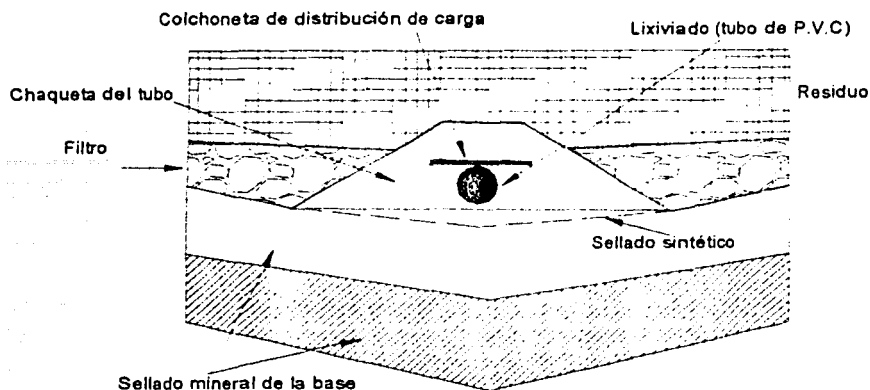


Figura 4.1.3. Sistema de captación de lixiviados (Treatment Technologies. Second Edition. Government Institutes, Inc. EPA 1991)

El sistema debe estar compuesto de colector, subcolector, cárcamo y pozos de monitoreo de lixiviados como mínimo.

Todos los subcolectores deben conducir los lixiviados hacia el colector y éste a su vez descargará en el cárcamo de los pozos de monitoreo del lixiviado. El colector y los subcolectores deben tener entre 15 y 10 *cm* de diámetro como mínimo, respectivamente.

Debe existir un sistema de captación de lixiviados por cada 1,000 m^2 de celda o fracción de la misma.

La pendiente de escurrimiento del colector y subcolectores de lixiviados no debe ser menor del 2% en dirección al cárcamo.

Para el desplante del sistema de impermeabilización y del tubo captador del lixiviado, previa preparación de la excavación, se conformará el terreno sobre el cual se tenderá una capa de arcilla de 50 *cm* de espesor compactada a 90% de la prueba Proctor, sobre la cual se colocará el sistema de impermeabilización sintético, el cual tendrá que ser protegido con otra capa de arcilla de 5 *cm* de espesor compactada al 90% de la prueba Proctor donde se colocará el sistema de captación y recolección del lixiviado teniendo que ser empacado con arcilla la parte inferior (no perforada) del tubo captador dejando la parte media superior (perforada) libre de arcilla con un ángulo de 45° la cual será cubierta con grava de $\frac{3}{4}$ de pulgada (19 *mm*) hasta la parte superior de la base de la celda, posteriormente se colocará el material de contacto que cubrirá toda la base de la celda teniendo un espesor mínimo de 12 *cm* en el tubo captador y una pendiente del 2% para un drenado.

La resistencia de las paredes y del piso del colector y subcolector deberán ser igual a la de las paredes de la celda.

La velocidad de captación y escurrimiento del sistema debe ser mayor que la velocidad de difusión en las paredes y pisos de la celda.

La capacidad del cárcamo debe calcularse en función de las dimensiones de la celda y de la precipitación pluvial promedio del sitio de confinamiento, así como la forma en que vayan a

depositarse los residuos en la celda. En cualquier caso, el volumen útil del cárcamo no deberá ser inferior a un metro cúbico.

El sistema de captación de lixiviados debe contar con dos pozos de monitoreo independientes, uno para captar los lixiviados conducidos por los colectores sobre la membrana y otro para captar los lixiviados que penetren la primera barrera de impermeabilización.

Cada pozo de monitoreo debe estar dotado de un sistema mecánico o eléctrico para la extracción de lixiviados (Kreiner, 2002).

4.2 LIXIVIADOS

LIXIVIADOS DE DESECHOS DOMÉSTICOS

Los residuos sólidos domésticos, excluyendo los residuos especiales y peligrosos, consisten en residuos sólidos orgánicos (combustibles) e inorgánicos (incombustibles) de zonas residenciales y de establecimientos comerciales. Típicamente la fracción orgánica de los residuos sólidos domésticos y comerciales está formada por materiales como residuos de comida, papel de todo tipo, cartón, plásticos de todos los tipos, textiles, goma, cuero, madera y residuos de jardín. La fracción inorgánica está formada por artículos como vidrio, cerámica, latas, aluminio, metales férreos, suciedad. Los residuos que se descomponen rápidamente, especialmente en un clima templado, también se conocen como residuos putrefactibles.

Los materiales plásticos encontrados en los Residuos Sólidos Urbanos (RSU) se sitúan dentro de las 7 categorías siguientes: Polietileno teraftalato, Polietileno alta densidad, Policloruro de vinilo, Polietileno baja densidad, Polipropileno, Poliestireno y otros materiales plásticos laminados.

Los residuos especiales de origen doméstico y comercial incluyen artículos voluminosos, electrodomésticos de consumo, productos de línea blanca, residuos de jardín que son recogidos por separado, baterías, aceite y neumáticos. Estos residuos normalmente se manipulan separadamente de los otros residuos domésticos y comerciales.

La porción doméstica y comercial constituye cerca de un 50 a 75 por 100 del total de los RSU generados en una comunidad.

Se puede definir el lixiviado como el líquido que se filtra a través de los residuos sólidos y que extrae materiales disueltos o en suspensión. En la mayoría de los vertederos el lixiviado está formado por el líquido que entra en el vertedero desde fuentes externas (drenaje superficial, lluvia, aguas subterráneas, aguas de manantiales subterráneos), y en su caso el líquido producido por la descomposición de los residuos, si hay. Al filtrarse el agua a través de los residuos sólidos en descomposición, se lixivian en solución materiales biológicos y constituyentes químicos (Tchobanoglous et al., 1994).

La descomposición promedio de los desechos municipales puede variar en cada país ya que depende de los aspectos culturales de las comunidades en la localidad. En Norte América la composición de los desechos es similar a la tabla 4.2.1 (Ham et al., 1979). Otro análisis en la composición de los desechos se presenta en la tabla 4.2.2 (Hughes, Landon y Campbell, 1971). El resumen de estas tablas se utiliza para cuantificar la proporción total de la masa de desecho de un número de especies contaminadas.

GENERACIÓN DEL LIXIVIADO

Los lixiviados pueden producirse por desechos enterrados, consolidación bajo cargas, reacciones químicas o la acción del agua moviéndose a través de los desechos provocando descomposición (Daniel, 1993).

El crecimiento de las bacterias inicia inmediatamente las condiciones de oxidación incrementando la temperatura. En algunos sitios excede los 60°C (Collins, 1993). Farquhar (1987) reporta temperaturas para rellenos en Ontario entre 10 y 20°C, los cuales abajo de 35°C se consideran óptimos para metanogénesis (Zehnder, 1978). En otras partes del mundo (Reino Unido y Alemania) la temperatura interna en los rellenos es de 30 – 40°C.

El lixiviado es un líquido complejo que cambia sus características de la fase acética de lixiviado nuevo a la fase metanogénica de lixiviado viejo. Esto es debido al periodo de tiempo en el cual el relleno fue construido dado que el lixiviado es colectado en una mezcla de lixiviados nuevos y viejos de diferentes partes del relleno. La fase acética se caracteriza por una gran cantidad de organismos con una proporción de DBO₅/DQO (demanda bioquímica de oxígeno y demanda química de oxígeno, respectivamente) mayor a 0.4 (Ehrig, 1989). La tabla 4.2.3 resume algunas características típicas de lixiviados nuevos y viejos (Rowe, Quigley, and Booker, 1994).

El intervalo en los desechos va de altamente ácido a neutral hasta altamente alcalino.

Los líquidos orgánicos se dividen en dos grupos: los solubles en agua (como el alcohol etílico) y los no solubles (como el tricloroetileno).

Los desechos sólidos municipales son más consistentes que los desechos industriales (Daniel, 1993).

La experiencia indica que la concentración de contaminantes en los lixiviados llega a un valor máximo en el relleno para decrecer con el tiempo. Para ciertas especies conservadoras esto es una base teórica firme ya que la concentración decrece con el tiempo debido a la disolución con la generación de nuevos lixiviados y sustracción por medio del sistema de colección. Para especies no conservadoras este decaimiento puede ser acelerado por fenómenos químicos y biológicos.



Componentes	Porcentaje de los desechos		Análisis (porcentaje de peso seco) (a)						
	por peso	Porcentaje agua peso(b)	Materia Volátil	Carbón	Hidrógeno	Oxígeno	Nitrógeno	Azufre	No - combustibles
Basura 64%									
Papel	42,0	10,2	84,6	43,4	5,8	44,3	0,3	0,2	6,0
Madera	2,4	20,0	84,9	50,5	8,0	42,4	0,2	0,1	1,0
Pasto	4,0	65,0		43,3	6,0	41,7	2,2	0,1	6,8
Cepillos	1,5	40,0		42,5	5,9	41,2	2,0	0,1	8,3
Verduras	1,5	62,0	70,3	40,3	5,6	39,0	2,0	0,1	13,0
Hojas	5,0	50,0		40,5	6,0	45,1	0,2	0,1	8,2
Cuero	0,3	10,0	76,2	60,0	8,0	11,5	10,0	0,4	10,1
Caucho	0,8	1,2	85,0	77,7	10,4			2,0	10,0
Plásticos	0,7	2,0		6,0	7,2	22,6			10,2
Aceites	0,8	0,0		66,9	9,7	5,2	2,0		16,3
Linóleo	0,1	2,1	65,8	48,1	5,3	18,7	0,1	0,4	27,4
Filtro	0,6	10,0	93,6	55,0	6,6	31,2	4,6	0,1	2,5
Basura calle	3,0	20,0	67,4	34,7	4,8	35,2	0,1	0,2	25,0
Lodos	1,0	3,2	21,2	20,6	2,6	4,0	0,5	0,0	72,3
No clasificado	0,5	4,0		16,6	2,5	18,4	0,1	0,1	62,5
Desechos de alimentos 12%									
Desperdicios	10,0	72,0	53,3	45,0	6,4	28,2	3,3	0,5	16,0
Grasas	2,0	0,0		76,7	12,1	11,2	0,0	0,0	0,0
24 % No combustibles									
Metales	8,0	3,0	0,5	0,8	0,0	0,2			99,0
Vidrio y cerámica	6,0	2,0	0,4	0,6	0,0	0,1			99,3
Ceniza	10,0	10,0	3,0	28,0	0,5	0,8		0,5	70,2
Composición de los desechos como se recibieron									
Todos los desechos	100,0	20,7		28,0	3,5	22,4	0,3	0,2	24,9

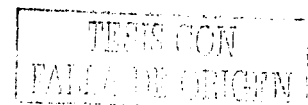
Fuente: Ham et al. (1979)

(a) Análisis de los respectivos componentes.

(EPA, 1993, Tabla 2-3)

(b) Contenido de agua de los respectivos componentes en la basura.

Tabla 4.2.1 Composición de los desechos sólidos municipales.



Componentes	Proporción de peso seco de los desechos porcentaje por peso
Fibra	38,30%
Contenido de agua	18,32%
Ceniza	20,20%
Carbón	0,57%
Nitrógeno	0,02%
Orgánicos	1,23%
Sodio soluble en agua	2,33%
Cloruro	0,97%
Sulfato	2,19%
DQO	42,29%
Fosfato	0,15%
Sólidos	10,12%
Metales mayores: aluminio, silicón, hierro	>5,00% (por análisis espectrográfico)
Metales menores: calcio, magnesio, potasio	1,0 - 5,0% (por análisis espectrográfico)

Tabla 4.2.2 Composición de los desechos sólidos municipales (Hughes, Landon and Farvolden, 1971).

	Lixiviado nuevo	Lixiviado viejo
<i>Composición</i>		
Inorgánicos disueltos	95%	99%
suspendidos	3%	1%
Orgánicos disueltos		
suspendidos	2%	½%
<i>Características químicas</i>		
Demanda química de oxígeno (DQO)	23,000 mg/l	3,000 mg/l
Demanda biológica de oxígeno (DBO ₅)	15,000 mg/l	180 mg/l
pH	5.2 - 6.1	7.2 - 8

Tabla 4.2.3 Características de lixiviados nuevos y viejos (Ehrig, 1989).

La concentración de los contaminantes en los lixiviados varía ampliamente incluso, en el mismo relleno. La colección de lixiviados que contienen desechos peligrosos en rellenos sanitarios se muestran en las tablas 4.2.4 y 4.2.5 para sustancias inorgánicas y orgánicas, respectivamente.

Componentes	Concentración reportada ($\mu\text{g}/\text{L}$) ⁺	Número de rellenos reportados ⁺	Concentración reportada ($\mu\text{g}/\text{L}$) ⁺⁺	Número de rellenos reportados ⁺⁺
As	11-10,000,000	6	30-5,800	5
Ba	100-2,000,000	5	10-3,800	24
Cd	5-8,200	6		
Cr	1-208,000	7	10-4,200	10
Cu	1-16,000	9	10-2,800	15
Hg	0.5-7	7	0.5-0.8	5
Ni	20-48,000	4	20-670	16
Pb	1-19,000	6	300-19,000	3
Se	3-590	4	10-590	21
CN ⁻			5-14,000	14

+ "Management of Hazardous Waste Leachate," *SW-871 report prepared for U.S. EPA by Shuckrow, Touhill and Associates, Inc., Pittsburgh, Pennsylvania, 1981.

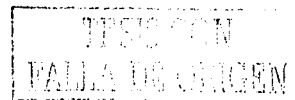
++ "Prevalence of Subsurface Migration of Hazardous Chemical Substances at Selected Industrial Waste Land Disposal Sites," EPA/530/Sw-634 report prepared for U.S. EPA by Geraghty and Miller, Inc., 1977.

Tabla 4.2.4 Constituyentes inorgánicos detectados en lixiviados de rellenos sanitarios.

Sustancia	Concentración reportada ($\mu\text{g}/\text{L}$)	Número de rellenos reportados
Acetona	0.1-62,000	3
Aldrin	<2-<10	2
Benceno	<1.1-7,370	5
Clorobenceno	4.6-4,620	5
Cloroformo	0.02-4,550	4
Diclorobenceno	<10-517	2
1,1-dicloroetano	<5-14,280	2
1,2-dicloroetano	2.1-4,500	5
Trans-1,2-dicloroetano	25-8,150	2
1,1-dicloroetileno	28-19,850	5
Diclorometano	3.1-6,570	4
Etil benceno	3.0-10,115	4
Hexaclorobutadieno	<20-109	2
Cloruro de metileno	<0.3mg/L-184mg/L	3
Metil isobutil cetona	2-10mg/L	2
Percloroetileno	ND-8,200	5
Fenol	<3-17,000	4
Tetracloroetano	<1-89,155	3
Tetraclorometano	<1-25,000	3
COT	10.9-8,700mg/L	8
Tolueno	<5-100,000	7
1,1,1-tricloroetano	1.6 $\mu\text{g}/\text{L}$ -590mg/L	5
Tricloroetano	<3-84,000	4
Tricloroetileno	<3-260,000	4
Cloruro de vinil	140-32,500	1

"Management of Hazardous Waste Leachate," *SW-871 report prepared for U.S. EPA by Shuckrow, Touhill and Associates, Inc., Pittsburgh, Pennsylvania, 1981

Tabla 2.4.5 Constituyentes orgánicos detectados en lixiviados de rellenos sanitarios.



4.3 TIPOS DE GEOSINTÉTICOS

Los geosintéticos son ampliamente usados en el control de desechos contaminantes. Para rellenos sanitarios las geomembranas son usadas como componentes de la línea de base y cubierta. Un material llamado línea de arcilla geosintética (GCLs) se emplea en sustitución de la convencional línea de arcilla compactada. Las georedes y los materiales geocompuestos de drenaje son empleados en los lados base de las pendientes de los sistemas de colección y en las cubiertas de los rellenos. Los geotextiles son comúnmente empleados en los rellenos para filtración con el objeto de proteger la geomembrana de alguna perforación. La geomalla se utiliza principalmente para refuerzo de los sistemas de líneas por las expansiones existentes en los rellenos. Los más importantes problemas técnicos relacionados con los geosintéticos son: (1) vida de servicio; (2) seguridad en la calidad de construcción; (3) desempeño en campo; y (4) superficie de contacto para esfuerzo – deformación.

Los diferentes tipos de productos de la familia de los geosintéticos son (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering and Japanese Geotechnical Society, 1996):

- geotextiles (GT)
- geomallas (GG)
- georedes (GN)
- geomembranas (GM)
- líneas de arcilla geosintéticas (GCLs)
- geotubos (GP)
- geocompuestos (GC)

De acuerdo con el proceso de fabricación, los geosintéticos se pueden clasificar en geosintéticos tejidos y no tejidos. En los geosintéticos tejidos las fibras que lo componen se presentan en dos direcciones llamadas trama y urdidumbre siendo perpendiculares entre sí. En los geosintéticos no tejidos las fibras tienen direcciones aleatorias. Los geosintéticos no tejidos se dividen en termosoldados y de costura. En los primeros el proceso de producción emplea el calor para unir las fibras. En los segundos las fibras se unen por un proceso de compactación por agujas (Amigot, 1997).

GEOTEXTILES

Los geotextiles son textiles (relativo a los tejidos) hechos con fibras de polímeros. Polipropileno y poliéster son los más comunes sin embargo, hay un pequeño porcentaje de otros. Los geotextiles se manufacturan con los siguientes tejidos:

- tejido monofilamento
- tejido de membrana abierta
- con ligadura calorífica

Los geotextiles en la aplicación de desechos contaminantes funcionan como:

- filtración
- separación

- protección
- drenaje
- refuerzo

La unión de rollos de geotextiles puede ser por traslape o costura, aunque se recomienda la costura. El relleno debe ser cubierto de una manera rápida porque algunas clases de geotextiles son susceptibles a la degradación debido a la gran superficie de fibras individuales que lo componen. El diseño y especificaciones deben ser precisas para el tiempo permitido de exposición (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering and Japanese Geotechnical Society, 1996).

Un geotextil de un determinado espesor protege contra la perforación a una geomembrana de impermeabilización por ejemplo, en túneles y vertederos. Las aristas y zonas punzantes del terreno e incluso los desechos en el caso de los rellenos pueden punzonar la lámina. Los daños mecánicos se pueden producir en fase de construcción o con posterioridad. El espesor del geotextil de protección y su resistencia a punzonamiento son los parámetros más importantes de estos materiales geosintéticos (Amigot, 1997).

GEOMEMBRANAS

Las geomembranas son láminas impermeables de polímeros usados como barreras para líquidos o vapores. Los tipos más comunes de geomembranas son: alta densidad de polietileno (HDPE), polietileno muy flexible (VFPE), cloruro de polivinil (PVC), y refuerzo de polietileno clorosulfonato (CSPE-R), aunque hay otros disponibles. Polipropileno (PP) es un ejemplo de un nuevo polímero en geomembranas.

Las geomembranas usualmente tienen de 0.75 a 2.5 mm de espesor y 4 a 15 m de ancho. La geomembrana se debe colocar en una subrasante ya preparada. A la colocación le sigue la unión, inspección y relleno de suelo o material en la forma más rápida posible.

Un apropiado diseño de la geomembrana tiene una vida de servicio de muchos años pero la instalación debe ejecutarse de la mejor manera posible.

En los primeros usos de geomembranas en rellenos sanitarios la preocupación fue sobre la posible incompatibilidad de los químicos en la geomembrana con los desechos y la vida de servicio. Ahora es ampliamente aceptado que la geomembrana tiene una larga vida y es compatible con la mayoría de los químicos de interés. La calidad en la construcción es una de las principales limitaciones para el desempeño de las geomembranas.

GEOCOMPUESTOS

Los geocompuestos representan un subconjunto de geosintéticos por el cual dos o más materiales individuales son utilizados en conjunto. Frecuentemente son laminados y/o ligados para facilitar la manufactura y transporte. El tipo de geocompuesto más comúnmente usado en un relleno es el geotextil – geored. Los geotextiles funcionan como separadores y filtros y el geored como drenaje.

MATERIALES DE REFUERZO

El geotextil de alto esfuerzo pueden ser usados en un sistema de desechos donde se requiere refuerzo. Las geomallas son productos de polietileno o polipropileno, flexibles, de fibras de poliéster cubiertas con material bituminoso, latex o cloruro de polivinil. Los geotextiles de alto esfuerzo son usualmente fibras de poliéster pero pueden ser también de

polipropileno. Estos materiales pueden usarse para refuerzo de taludes bajo desechos así como revestimiento de refuerzo en la cubierta de suelo sobre la geomembrana. El geosintético se utiliza como material de refuerzo en las expansiones verticales y horizontales del relleno. Los geotextiles de alto esfuerzo se usan como sistemas de soporte para la colocación de las geomembranas sobre ellos resistiendo los asentamientos diferenciales de los desechos inferiores (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering and Japanese Geotechnical Society, 1996). Cuando el valor del esfuerzo cortante supera al de la resistencia del suelo es necesario el empleo de un geosintético de refuerzo. Con un geosintético de refuerzo embebido en la masa de suelo se consigue mejorar las características mecánicas ya que aumenta la resistencia al corte del conjunto. El geosintético consigue un mejor reparto de las cargas y un mejor comportamiento de las capas de base. El coeficiente de interacción de un geosintético de refuerzo con el suelo que lo rodea define su longitud de anclaje. Las geomallas tienen una mayor adherencia al terreno y una mayor durabilidad en el medio que los geotextiles. La resistencia contra agentes químicos y biológicos, rayos UVA y los daños mecánicos que los procesos de instalación y compactado pueden ocasionar también deben tomarse en cuenta para diseñar con estos materiales.

Para las funciones de separación, drenaje, filtración y protección normalmente se utilizan geosintéticos no tejidos. En la función de refuerzo es necesario que el geosintético tenga una elevada resistencia a la tracción, presente una baja fluencia y una escasa deformación unitaria. Estos requisitos imponen la utilización de materiales tejidos (Amigot, 1997).

LÍNEAS DE ARCILLA GEOSINTÉTICAS

Las líneas de arcilla geosintéticas o GCLs representan un material compuesto que consiste de bentonita y geosintéticos. Los geosintéticos son dos geotextiles o geomembranas. La bentonita está contenida por los geotextiles en ambos lados. El geotextil está unido con un adhesivo. Los GCLs tienen 5 a 10 *mm* de espesor con aproximadamente 5 *kg/m*² de bentonita. La conductividad hidráulica aproximada es de 1×10^{-9} *cm/s* lo que resulta en una relación de filtración de 0.3 *mm* por año o aproximadamente 30 *mm* cada 100 años. Los rollos tienen 4 a 5 *m* de ancho, 30 a 60 *m* de longitud, peso de 1,800 *kg* por cada uno y están cubiertos para prevenir una hidratación prematura. Es importante conservarlos protegidos hasta el momento de desplegarlos en su posición final. Algunos GCLs requieren de bentonita adicional en las áreas de traslape. De los varios tipos de geosintéticos usados para desechos contaminados los GCLs son los más nuevos y su uso se está incrementando rápidamente. Las dos configuraciones generales más frecuentemente usadas son: (A) bentonita entre dos geotextiles y (B) bentonita adherida a una geomembrana (figura 4.3.1).

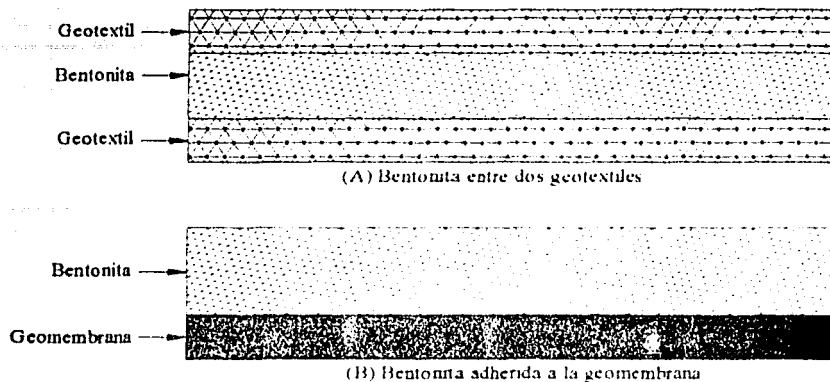


Figura 4.3.1 Tipos de GCLs

Conductividad Hidráulica

En general, la conductividad hidráulica de la bentonita en los GCLs varía entre 1×10^{-10} y 1×10^{-8} cm/s dependiendo del esfuerzo de compresión. Para un relleno el esfuerzo de compresión en la cubierta es del orden de 0.10 a 0.30 kgf/cm^2 . La conductividad hidráulica en laboratorio para pruebas saturadas de pared delgada indican que la conductividad hidráulica de la bentonita para los GCLs está en el rango de 1 a 4×10^{-9} cm/s . Estornell y Daniel (1992) midieron la conductividad hidráulica de los GCLs en grandes tanques. Esta prueba fue para simular las condiciones de esfuerzo de baja sobrecarga en las superficies de las barreras y para pruebas de especímenes con largos traslapes. De las 10 pruebas para las cuales la conductividad hidráulica fue medida el valor promedio fue de 4.6×10^{-9} cm/s (promedio normal) o 2.2×10^{-9} cm/s (promedio logarítmico). Basados en todos los datos, una suposición razonable es que los GCL pueden proporcionar una conductividad hidráulica de ≤ 1 a 5×10^{-9} cm/s . En Estados Unidos se diseñan para una conductividad hidráulica de 1 a 5×10^{-9} cm/s .

4.4 ESTABILIDAD DE LOS RELLENOS

CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

Muchos de los aspectos de ingeniería Geotécnica están directamente asociados con los sistemas de colección de lixiviados, migración y detección de contaminantes para el diseño de sistemas de barrera.

Los asentamientos diferenciales del suelo bajo el relleno y las líneas de arcilla compactadas pueden reducir la efectividad del sistema de colección de lixiviados. De manera similar, los asentamientos de la cubierta reducen la efectividad de la misma. El lixiviado (o agua) se acumulará en ciertas áreas incrementando la altura hidráulica y por consiguiente, el flujo a través del suelo.

La capacidad de carga y los asentamientos son un riesgo cuando se diseñan los pozos de acceso al ser construidos dentro de las áreas de desechos. La falla por capacidad de carga o asentamiento excesivo de los pozos de acceso reducen la eficiencia de los sistemas y/o deterioran las barreras (Rowe, Quigley, and Booker, 1994).

Los asentamientos debido a los pozos también incluyen los esfuerzos que se desarrollan por asentamiento y consolidación de la basura (Gartung, Prushs and Nowark, 1993; Bierner and Sasse 1993).

La estabilidad de los rellenos es controlada por los siguientes factores:

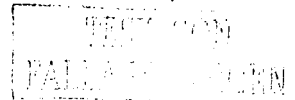
1. propiedades para el soporte del suelo;
2. el esfuerzo característico y el peso de los desechos;
3. inclinación de la pendiente;
4. niveles del lixiviado y movimientos dentro del relleno;
5. tipo de cubierta; y
6. resistencia de la cubierta a la erosión.

En todos los casos, la presencia del agua actúa como un agente deslizante en reducción del esfuerzo y en incremento de la fuerza desestabilizadora. La valoración de la estabilidad de los desechos sólidos del relleno son menos fiables que en un terraplén de suelo. El peso unitario de los desechos y el esfuerzo son difíciles de determinar y pueden variar por un amplio rango. Estas variaciones están basadas en casos históricos y en investigaciones específicas del sitio (Oweis and Khera, 1990).

TIPOS DE INESTABILIDAD

En las figuras 4.4.1 y 4.4.2 se ilustran dos situaciones de inestabilidad. En la figura 4.4.1 el relleno descansa sobre una base firme como roca o arena compactada. El relleno tiene una línea y un sistema de colección de lixiviados. La masa de desechos en este caso pudiera deslizarse a lo largo de la línea (superficie de falla potencial abc) o por las pendientes a lo largo de una superficie de falla como de . Los rellenos modernos son diseñados con pendientes típicas 3:1, horizontal a vertical, y en condiciones secas los desechos pueden permanecer verticales hasta una altura de 6 m. Si el sistema de colección de lixiviados falla el resultado es un factor de seguridad bajo.

La figura 4.4.2 representa un viejo relleno sobre un suelo suave. Si se desea incrementar la altura del relleno deberá ser a partir del nivel ab o cd . La cubierta del relleno puede fallar por deslizamiento a lo largo de un plano paralelo a la pendiente. Una cubierta seca pudiera



fallar tiempo después por saturación. La saturación incrementa el peso de la cubierta y decrece la resistencia a la fricción a lo largo de la superficie de falla. La fuente de saturación es usualmente por precipitación, agrietamiento de la cubierta, mal drenaje y por los lixiviados en los lados de las pendientes del relleno.

La falla también puede ocurrir por desprendimiento entre los componentes de una línea o sistema de cubierta. El cortante a lo largo del contacto entre dos superficies es frecuentemente llamado superficie de corte. La superficie entre una geomembrana y un geored. y entre una geomembrana y una arcilla húmeda compactada son especialmente críticos.

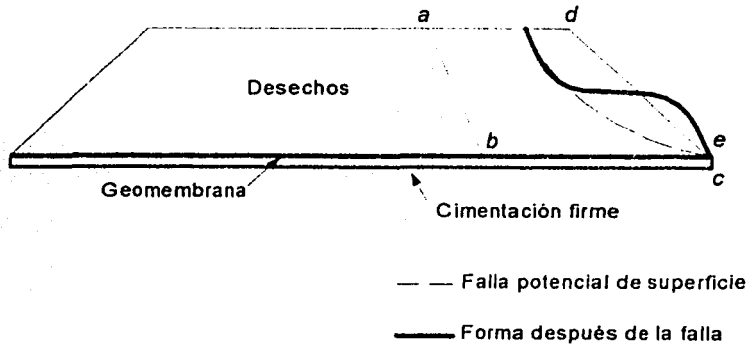


Figura 4.4.1 Estabilidad de un relleno sobre una base firme (Daniel, 1993).

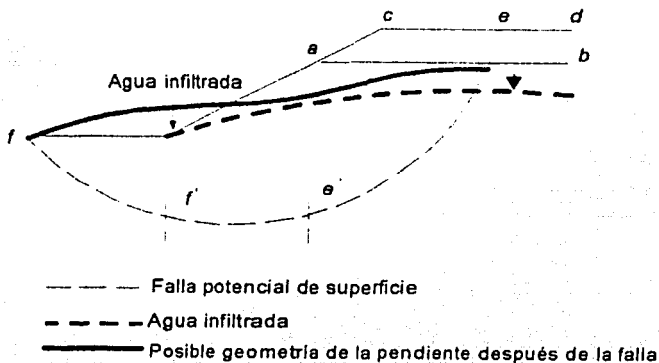


Figura 4.4.2 Estabilidad de un relleno en expansión sobre una base suave (Daniel, 1993).

ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS

En mecánica de suelos las variaciones en esfuerzo y volumen son considerados solamente por los cambios en el esfuerzo efectivo. En una masa de suelo saturada el esfuerzo normal en cualquier plano es debido a la suma de 2 componentes: a) la presión del agua en el espacio del poro y b) el esfuerzo efectivo debido al esqueleto del suelo. La presión de poro (u) es inducida en el fluido que llena los poros. El fluido en los poros es

capaz de transmitir esfuerzos normales, pero no esfuerzos cortantes, por lo que no proporciona resistencia al corte. Terzaghi (1943) ha demostrado que para un suelo saturado, el esfuerzo efectivo puede definirse en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total (σ) y la presión de poro (u):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.4.1)$$

Los suelos contienen agua en los espacios vacíos. Cualquier volumen cambiará debido al incremento o decremento en la presión de poro. Para un suelo saturado a compresión el agua podría salir de los vacíos considerando que para la expansión del suelo el esfuerzo efectivo decrece y aumenta el agua en el suelo. Si se considera un depósito de arcilla saturada sujeta a carga por un relleno sanitario esta tenderá a comprimirse con el tiempo porque su baja conductividad hidráulica la relaciona con el agua que es expelida mucho más lenta que la relación con que la carga es aplicada. Este resultado en exceso de la presión de poro es generado en las arcillas. Para arcillas saturadas la presión de poro puede ser estimada con base en Skempton (1954)

$$\delta u = \beta' (\delta \sigma_3 + A' (\delta \sigma_1 - \delta \sigma_3)) \quad (4.4.2)$$

donde $\delta \sigma_1$ y $\delta \sigma_3$ son el mayor y menor esfuerzo principal producido por la carga, δu es el cambio en exceso de la presión de poro, β' y A' son la presión de poro en el suelo compresible. El parámetro A' de falla depende del grado de sobre-consolidación y del rango (-0.5 para arcilla altamente sobre-consolidada a 3 para muy sensitiva). El rango para una arcilla normalmente-consolidada es 0.7 a 1.3 (Leonards, 1962).

El esfuerzo efectivo in situ es responsable de la consolidación antes de la aplicación de la carga. El perfil del suelo con una superficie horizontal se muestra en la figura 4.4.3. El esfuerzo efectivo vertical in situ (σ'_v) y el esfuerzo efectivo horizontal (σ'_h) son los esfuerzos principales, σ'_1 y σ'_3 respectivamente, porque los planos horizontal y vertical están libres de esfuerzo cortante. σ'_h pudiera ser mayor que σ'_v por la alta sobre-consolidación de las arcillas y en algunos casos el esfuerzo principal mayor ser σ'_h . El esfuerzo total vertical es

$$\sigma_v = z_1 \gamma_m + z_2 \gamma \quad (4.4.3)$$

donde γ_m y γ son el peso total unitario de las zonas mostradas en la figura 4.4.3. El esfuerzo vertical efectivo es

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_0 \quad (4.4.4)$$

donde u_0 es la presión de poro inicial (natural) igual a $\gamma_w z_2$, y γ_w es el peso unitario del agua.

Para un elemento de suelo a lo largo de una pendiente con ángulo i desde la horizontal el esfuerzo vertical y horizontal no son mayor que los esfuerzos principales. En este caso la normal total y el esfuerzo cortante son respectivamente:

$$\sigma_n = \gamma h \cos^2 i \quad (4.4.5)$$

$$\sigma'_n = \sigma_n - \gamma_w h_w \cos^2 i \quad (4.4.6)$$

$$\tau = \gamma h \sin i \cdot \cos i \quad (4.4.7)$$

El esfuerzo efectivo horizontal inicial para un depósito sedimentario es calculado con

$$\sigma'_h = K'_0 \sigma'_v \quad (4.4.8)$$

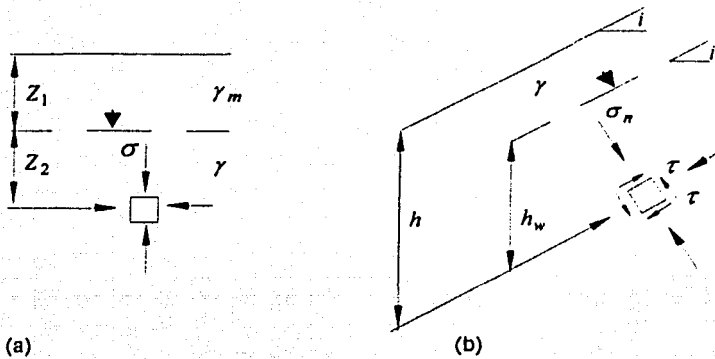


Figura 4.4.3 Nivel bajo esfuerzos totales (a) superficie de suelo horizontal y (b) dentro de la pendiente.

donde K'_0 es el coeficiente de presión de tierras en reposo, dependiente de las propiedades de la arcilla y de la historia de esfuerzos. Para suelos normalmente consolidados K'_0 puede ser estimado mediante la expresión (Jaky, 1944)

$$K'_0 \approx 1 - \sin \phi' \quad (4.4.9)$$

donde ϕ' es el ángulo efectivo de la resistencia al cortante (ángulo de fricción efectiva). El incremento en los esfuerzos principales totales $\delta\sigma_1$ y $\delta\sigma_3$ son calculados usando la teoría de distribución de esfuerzos. Los cambios en los esfuerzos efectivos principales son:

$$\delta\sigma'_1 = \delta\sigma_1 - \delta u \quad (4.4.10)$$

$$\delta\sigma'_3 = \delta\sigma_3 - \delta u \quad (4.4.11)$$

En suelos cohesivos bajo una carga estática normal el exceso de la presión de poro se disipa cuando la carga es aplicada, δu toma el valor de 0, y el incremento en el esfuerzo total es equivalente al del esfuerzo efectivo. En arcillas el desarrollo de la presión de poro, δu , crea un gradiente hidráulico por lo que la presión de poro se disipa con el tiempo. La relación en la disipación depende de la conductividad hidráulica de la arcilla y de otros parámetros (Lambe and Whitman, 1969). Después de la disipación del exceso de la presión de poro ésta regresa a su estado natural u_0 . Este proceso producirá un incremento en el esfuerzo.

CRITERIO DE FALLA

La ecuación corregida de Coulomb (Terzaghi and Peck, 1967) es usada para describir la condición de falla en los suelos. El criterio se expresa

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n) \tan \phi' \quad (4.4.12)$$

donde τ_f es la resistencia al cortante a lo largo del plano de falla, c' cohesión efectiva, σ'_n esfuerzo normal efectivo al plano de falla y ϕ' es el ángulo de resistencia efectiva al cortante. Para esfuerzos principales iniciales σ'_1 y σ'_3 la falla podría ocurrir cuando el círculo de esfuerzos efectivos es tangente a la falla como resultado del cambio en los esfuerzos principales generados por la carga del suelo. En arcillas saturadas el componente de cohesión efectiva es usualmente pequeño (Bishop, 1971).

ESFUERZO CORTANTE DE LOS DESECHOS

El criterio de falla modificado de Coulomb es usado para caracterizar el esfuerzo cortante de los desechos. Considerando un aparente ángulo de fricción ϕ_a y una cohesión aparente c_a , el esfuerzo cortante τ a lo largo de un plano es una función del esfuerzo efectivo normal σ'_n al plano. La determinación en laboratorio del esfuerzo usualmente es dado como un nivel de deformación de 15-20% dado que el ejemplo (muestra) no colapsa. Fang et al. (1977) uso la prueba de doble punzonamiento para determinar el tensor de resistencia en compactación de los desechos y junto con la prueba de compresión no confinada obtuvo el valor c_a y ϕ_a de 0.64 kgf/cm^2 y 19°, respectivamente. Pruebas drenadas al cortante en especímenes que median 287 mm por 434 mm reportados por Landva y Clark (1990) indicaron los siguientes resultados:

Desechos triturados	$c_a = 0.23 \text{ kgf/cm}^2$	$\phi_a = 24^\circ$
Desechos viejos	$c_a = 0.16 \text{ kgf/cm}^2$	$\phi_a = 33^\circ$
Desechos artificiales	$c_a = 0$	$\phi_a = 27^\circ\text{-}41^\circ$
Desechos artificiales nuevos	$c_a = 0$	$\phi_a = 36^\circ$

Estos resultados son consistentes con el c_a y ϕ_a de combinaciones inferidas entre la falla del relleno y pruebas de laboratorio descritos por Oweis et al. (1985). Pruebas triaxiales de consolidación anisotrópica en muestras (desechos) de 2 años de antigüedad dieron un ϕ_a de 40° (Stoll, 1971) y 15° fue el recomendado para prevenir un deslizamiento. Esencialmente todas las pruebas en desechos son afectados por el contenido del suelo y pueden variar en un amplio rango, especialmente cuando se realizan ensayos de muestras pequeñas. Pruebas de cortante directo en muestras de 106 mm de diámetro para una mezcla de desechos dieron un ángulo de fricción de 39° a 81° (Siegel et al., 1990). Los desechos con mayor suelo granular exhibe mayor fricción. La edad de los desechos afecta los esfuerzos en campo. Los desechos con el tiempo llegan a ser densos y fuertes. La descomposición sin embargo, puede producir un efecto opuesto.

Un ángulo de 45° fue reportado por Schoenberger y Fungaroli (1971) en residuos con una densidad de 0.0157 kg/cm^3 usando la prueba de corte directo. La alta angularidad de las partículas fue citada como una razón de mayor resistencia. Poran y Ali (1989) usaron pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas para determinar el esfuerzo de residuos parcialmente saturados con 20% del peso tamizado por la malla No. 200 (0.074 mm de abertura) y reportando un ángulo de fricción de 43° a 45° con un peso volumétrico seco máximo de 0.0137 kg/cm^3 y un contenido de agua de 23.5% (60-70% de saturación). Es probable que semejante ángulo de fricción se deba al desarrollo parcial de presiones de poro negativas. Si los desechos llegarán eventualmente a saturarse en el relleno las pruebas por estabilidad deberán ser evaluadas con base en muestras saturadas.

A menos que se sustente en pruebas de laboratorio, el ángulo de resistencia al corte para estabilidad no deberá exceder la equivalencia de un suelo granular.

CORTANTE A LO LARGO DE LAS SUPERFICIE DE CONTACTO

En los rellenos se diseña con líneas, cubiertas, geomembranas, geotextiles, drenajes y refuerzos en conjunción con los materiales del terreno. La estabilidad es expresada en términos del factor de seguridad contra deslizamiento a lo largo de la superficie de contacto. El ángulo de fricción de la superficie de contacto δ depende del tipo de material, condiciones de agua, textura, espesor del geotextil o geomembrana en ambos lados de la superficie de contacto, así como de otros factores de colocación y control de calidad. Los valores usualmente son medidos usando una prueba de cortante que no es estándar. El tamaño de la caja de cortante usada varia de 101.6 mm por lado (Martín et al., 1984) a 300 mm por lado (Williams and Houlihan, 1987). Takasumi et al. (1991) resume todas las técnicas de pruebas y cajas de cortante que se han utilizado.

El valor reportado para una geomembrana sobre arena es de 17° a 36° considerando que para geotextiles sobre arena es de 22° a 40° . El valor δ para geotextiles en suelos de grano fino es del mismo orden como en el ángulo de resistencia al cortante del suelo. Las partículas de suelo tienden a alojarse entre las líneas del geosintético forzando al plano de falla sobre la superficie de contacto (Williams and Houlihan, 1987). El ángulo de fricción de la superficie de contacto entre los geotextiles y geomembranas varia en un amplio rango de 6° a 24° . Si las características de fricción en la superficie de contacto no son las adecuadas para asegurar la estabilidad los suelos pueden ser reforzados con geotextiles de alto esfuerzo.

ANTECEDENTES

Los primeros pasos en el cálculo analítico de la estabilidad de taludes los dio Coulomb, en el siglo XVIII, al desarrollar un método de cuñas enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también utilizable en taludes. En el siglo XIX, la construcción de líneas férreas obligó a grandes movimientos de tierras, lo que trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos y, por tanto, la necesidad de un método de cálculo para prevenirlos. Sin embargo no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales.

En 1910, Fellenius desarrolló un método de cuñas, y en 1916 se utiliza por primera vez el de dovelas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y fricción, a la vez que se introduce en el cálculo el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para fallas circulares, y en 1956 el de Janbu, para superficies no circulares. Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Janbu, así como algunos de los conocidos como rigurosos o "exactos", principalmente los de Spencer, Morgenstern y Price, y Sarma. Una sucinta descripción de ellos se presenta a continuación, aunque sin entrar en las formulaciones específicas de cada uno, ya que eso se encuentra en cualquier tratado de Mecánica de Suelos. Para completar este bosquejo histórico, los esfuerzos importantes que se están dedicando, en el campo teórico, al desarrollo de métodos que pueden llegar a ser realmente exactos, si se salvan las dificultades que hoy plantea el cálculo analítico de soluciones a modelos de falla complejos como los basados en los teoremas de estados límites de la Teoría del Sólido Plástico que, en el tema aquí tratado, permiten definir un valor máximo para el Factor de Seguridad (FS) en el equilibrio entre los trabajos de las fuerzas externas y los disipados internamente por la deformación, así como otro valor mínimo a partir del equilibrio entre los campos de esfuerzos internos y externos. La robustez de los métodos de Elementos Finitos (FEM) y de Diferencias Finitas (FDM) permite disponer de algoritmos para soluciones numéricas de problemas en esta línea, pero la parte negativa aparece cuando es necesario definir el material mediante Leyes Constitutivas mal conocidas, y que normalmente requieren la cuantificación de parámetros del suelo de difícil obtención. En cualquier caso, son el futuro inmediato. Y dentro de las posibilidades que se están abriendo, no puede olvidarse una línea de investigación que, a partir de técnicas de Inteligencia Artificial y Redes Neuronales, busca el diseño de Sistemas Expertos que integren desde la planificación del problema hasta el proyecto de las soluciones más adecuadas, pasando, evidentemente, por la fase de cálculo (Cuenca Payá, 1999).

PRINCIPALES MÉTODOS DE CÁLCULO

El análisis de estabilidad es un procedimiento de pruebas sucesivas. Se escoge una superficie potencial de deslizamiento y se determina el factor de seguridad contra deslizamiento a lo largo de esa superficie. Se seleccionan diferentes superficies y se repite el análisis hasta que se encuentre la superficie que tiene el factor más bajo de seguridad, conocido como superficie crítica. El factor de seguridad calculado contra deslizamiento a lo largo de la superficie crítica es el factor de seguridad indicado para el talud (Renta, 1997).

Casi la totalidad de los métodos utilizados actualmente se basan en el denominado de *las dovelas* (figura 4.4.4), que consiste en dividir el macizo potencialmente deslizante en dovelas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas, y finalmente analizar el equilibrio global, obteniendo un Factor de Seguridad (FS) que se define como la relación entre fuerzas o



momentos resistentes y fuerzas o momentos motores. El peso de la dovela (W) se descompone en un empuje tangencial (W_T) y otro vertical (W_N), paralelo y normal, respectivamente, a la base de aquella. W_T origina un esfuerzo cortante, a la que se opone la propia resistencia al corte (s) del suelo, definida por la cohesión y la fuerza normal (W_N) disminuida en la presión intersticial (μ). Las fuerzas V y H , con sus subíndices, definen la interacción entre dovelas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos. Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través de la masa, así como las acciones sísmicas.

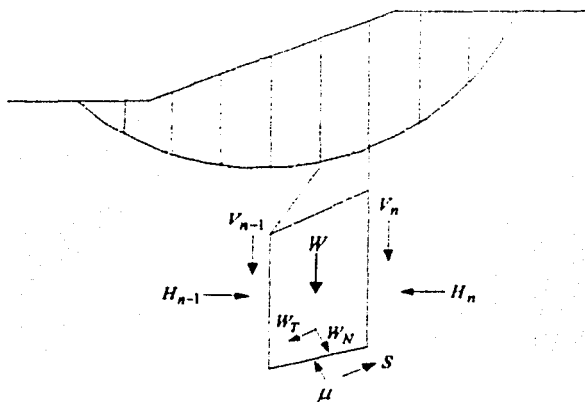


Figura 4.4.4 Principio de los métodos de dovelas.

Una vez calculado el FS para una determinada curva de falla potencial, se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un mínimo para FS, suponiéndose entonces que esta será la curva más desfavorable. Se exponen a continuación los fundamentos de algunos de los métodos más utilizados y contrastados por la práctica.

Método de Bishop (1955).- Originalmente desarrollado para fallas circulares, considera que las interacciones entre dovelas son nulas. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular, aunque en la versión posterior se puede aplicar a superficies no curvas definiendo centros ficticios.

Método de Janbu (1954).- Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre dovelas es nula, pero a diferencia de Bishop busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección empírico aplicable al FS. En versión posterior, en el denominado *método riguroso*, se define una línea de empuje entre las dovelas y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una.

Método de Spencer (1967). - Este, como los que se citan a continuación, también pertenece a la categoría de los denominados rigurosos. Supone que en la interacción entre dovelas aparece una componente de empuje con ángulo de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, analiza tanto el equilibrio en momentos como en fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a fallas circulares como generales.

Método de Morgenstern y Price (1965). - Al igual que el anterior, también es de aplicación general, y trata de alcanzar tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas. La diferencia fundamental estriba en que la interacción entre dovelas viene dada por una función que evalúa esa interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Método de Sarma (1967). - Significó un cambio radical respecto a la filosofía de los anteriores, ya que se busca la aceleración horizontal necesaria para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El FS es calculado reduciendo progresivamente la resistencia a cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Por sus características es aplicable a dovelas no verticales, y suele ser muy utilizado en el cálculo mediante el método de Elementos Finitos.

La pregunta obligada podría ser; ¿cuál debe utilizarse?. La respuesta depende de muchas variables, especialmente de la geometría de la línea de falla estimada y de los parámetros geotécnicos del terreno. En general, los que calculan FS por equilibrio de momentos están muy poco influenciados por las hipótesis respecto a la interacción entre dovelas, por lo que, en caso de falla circular en suelos relativamente homogéneos e isótropos, Bishop proporciona resultados fiables, pero si hay alternancia de estratos con características geotécnicas contrastadas será necesario ensayar superficies de falla no circulares. Como recomendación general, pueden iniciarse tanteos con Bishop y Janbu para después, una vez definidas las condiciones más desfavorables, terminar con alguno de los métodos rigurosos.

METODOLOGÍA EN ZONAS SÍSMICAS

En el caso de ocurrencia de un evento sísmico los taludes se ven sometidos a las siguientes acciones:

1. Amplificación de la señal sísmica por efecto del relieve.
2. Fuerzas de inercia inducidas por las masas.
3. Cambio en los parámetros geotécnicos característicos de los materiales constitutivos del talud.

Desde los inicios de la sismología se conoce que se producen más daños en las zonas elevadas de los relieves que en los valles. La explicación radica en fenómenos de interferencia, muy complejos, entre las diferentes ondas que inciden en la base del relieve y ascienden por él. Se está lejos de llegar a una cuantificación fiable del fenómeno pues las mediciones reales proporcionan amplificaciones de entre dos y diez veces las calculadas en modelos teóricos. La discrepancia estriba en el comportamiento de las ondas superficiales, aunque también tiene una fuerte influencia la topografía del entorno del emplazamiento así como la estratigrafía de los materiales por lo que en la actualidad solamente pueden darse recomendaciones cualitativas. A este respecto, el Eurocódigo 8 (Parte 5, Anexo A) 1997 indica que puede omitirse el cálculo del efecto topográfico para taludes con menos de 15° de

inclinación y alturas inferiores a 30 metros; para casos que no cumplan estas condiciones se proporcionan parámetros de cálculo.

La introducción de fuerzas de inercia en el cálculo para simular la acción sísmica parece el camino lógico y basándose en ello se han desarrollado los métodos pseudoestáticos y dinámicos. Los primeros consisten en suponer que la masa de suelo, o dovelas en que se divide, se ven sometidas a una aceleración tanto positiva como negativamente en dirección horizontal y vertical, lo cual supone es la máxima que va a producir el sismo. Es frecuente que la Normativa Sismorresistente proporcione los valores de esa aceleración según zonas geográficas y para diferentes periodos de retorno pero en el análisis de la estabilidad de taludes se ha generalizado el cálculo de la aceleración crítica (a_N) que puede definirse como la capacidad de producir deformaciones irreversibles en la masa de suelo y cuya expresión es

$$a_N = (FSE - 1) \text{Sen} \beta'' \quad (4.4.13)$$

conocida como fórmula de Newmark (1965) en la que FSE es el Factor de Seguridad calculado con los métodos estáticos y β'' es el ángulo medio del talud siempre que no existan grandes irregularidades. También existen correlaciones empíricas para evaluar la magnitud de dichos desplazamientos siempre y cuando la falla no implique riesgos graves. Cuando el riesgo es importante, por ejemplo una presa de tierra, debe acudir a métodos dinámicos. En estos se modela el talud o la presa, generalmente mediante Elementos Finitos, y se le aplican varios acelerogramas que pueden ser de sismos reales o artificiales de forma que se cubran las posibilidades de acción sísmica durante el periodo de vida útil de la obra. Esta metodología exige conocer la evolución de los parámetros resistentes de los materiales sometidos a las cargas cíclicas inducidas por el sismo motivo por el cual no es de uso general ya que el costo en la obtención de los datos llega a ser elevado.

Precisamente ese cambio en determinadas características del suelo es lo que invalida los métodos pseudoestáticos en el caso de sismos importantes. Las cargas cíclicas hacen que disminuya el Módulo al Esfuerzo Cortante (G) reduciendo por tanto la resistencia a cortante a la vez que aumenta el amortiguamiento y si las deformaciones son importantes, a partir de cierto momento tras iniciarse el sismo, los parámetros geotécnicos del suelo no se parecen en nada a los originales. Otro factor de riesgo importante es la licuación que puede ocurrir en el propio talud o en su zona de influencia si existen capas arenosas susceptibles. Durante ese proceso se generan presiones intersticiales que pueden igualar a las efectivas con lo que la resistencia al corte se hace prácticamente nula. En el cálculo del talud se simula su efecto incrementando la presión intersticial en una cantidad que puede calcularse a partir de ensayos triaxiales o de correlaciones empíricas (Cuenca Payá. 1999).

FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad (FS) para un talud se define generalmente como la relación de resistencia al corte disponible con respecto al esfuerzo cortante sobre la superficie de falla crítica. Las características de esfuerzos y deformaciones en la mayoría de los suelos son tales que se pueden presentar deformaciones plásticas relativamente grandes en cuanto se aproximan los esfuerzos cortantes aplicados a la resistencia de corte del material (Renta. 1997). Cuando se llega a un valor de FS del orden de 2 o superior se da por hecho su seguridad. En la banda contraria si se está hacia el 1.1 también queda clara la decisión

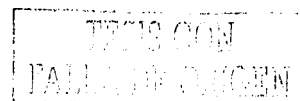


(Cuenca Payá. 1999). En el diseño de un talud o depósito, el factor de seguridad debe ser mayor a la unidad para tener en cuenta las diferencias entre las presiones del agua de poro, los parámetros de resistencia al corte y las deformaciones asumidas en el diseño, además de aquellas que puedan existir realmente dentro del talud. (Renta. 1997). Pero si el resultado queda por debajo de más o menos 1.5 y por encima de 1.2 se entra en la franja que, según algunos, debería estar prohibida. Si la fase de investigación ha sido exhaustiva y se tiene confianza en que la modelización se ha llevado a cabo de forma correcta no surge la más mínima duda a la hora de tomar una decisión pero si han quedado lagunas en el proceso el valor que se obtenga para FS carece de importancia porque es ficticio (Cuenca Payá. 1999). Con excepción de algunos casos especiales los cálculos de estabilidad para determinar el factor de seguridad deberán basarse en los análisis de esfuerzo efectivo. La determinación de esfuerzo efectivo requiere un conocimiento de la presión del agua de poro. Para un relleno totalmente consolidado sujeto a las condiciones de percolación continua se puede determinar la presión del agua de poro a partir de una red de flujo permitiendo de este modo que se calcule el esfuerzo efectivo. Cuando el relleno o el cimiento se está consolidando bajo el peso del material superpuesto se debe medir o estimar las presiones del agua de poro empleando la teoría de la consolidación. En los casos donde la presión de poro es crítica en el análisis de estabilidad se deberán instalar piezómetros en el depósito para medir las condiciones de campo. Si las presiones del agua de poro son significativamente más altas que aquellas empleadas en el diseño será necesario volver a revisar el análisis de estabilidad y modificar la sección de diseño para mantener el factor de seguridad deseado (Renta. 1997).

5. MODELO POLLUTEv6.3

5.1 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO

El movimiento o migración de contaminantes a través del suelo es de interés en la predicción del impacto de fuentes como rellenos sanitarios y derrames de productos contaminantes. Hay 3 principales mecanismos de transporte de contaminantes; advección, difusión y dispersión. En muchos modelos se considera el transporte de contaminantes en una dirección y puede ser pronosticado usando la ecuación dispersión-difusión para un depósito estratificado en una dimensión (Rowe and Booker, 1985, 1991b; Rowe et al., 1994). POLLUTEv6.3 es un programa de computadora que establece una solución de la ecuación unidimensional dispersión-difusión. La entrada, ejecución y resultados de este programa pueden llevarse a cabo usando el programa POLLUTE-GUI (Graphical User Interface, sometimes referred to as the PGUI program), el cual proporciona una interacción con el programa POLLUTEv6.3. El programa POLLUTEv6.3 utiliza la solución en una dimensión de la ecuación dispersión-difusión para un depósito estratificado de extensión finita o infinita (Rowe & Booker, 1991b). Con ésta solución POLLUTEv6.3 calcula la concentración de un contaminante específico en tiempo y profundidad. Al contrario del elemento finito y de la formulación de diferencias finitas, POLLUTEv6.3 no requiere el uso de un procedimiento en tiempo. Emplea una formulación de capas finitas que proporciona resultados numéricos precisos para una idealización dada. Así, en este modelo básico de operación la concentración del contaminante puede ser directamente determinado en cualquier tiempo específico.



MECANISMOS DE TRANSPORTE

La migración de los contaminantes disueltos considera diferentes mecanismos de transporte dependiendo del tipo de suelo, presencia de fracturas, grado de saturación, y la interacción suelo-contaminante. Para una arcilla saturada el mecanismo primario es advección y difusión, mientras que para una arena saturada el mecanismo primario es advección y dispersión. En un suelo fracturado el mecanismo primario es la advección y dispersión a lo largo de las fracturas y difusión a partir de las fracturas en la matriz. La migración de contaminantes en suelos con partículas de arcilla o materia orgánica pueden retardar la migración de contaminantes por adsorción.

MECANISMOS DE RETARDO

La migración de contaminantes también se controla por mecanismos de retardo. Hay dos tipos de mecanismos; sorción y decaimiento biológico o radiactivo, que pueden ser modelados en POLLUTEv6.3. Ambos mecanismos funcionan para una migración lenta de contaminantes por la reducción de su masa disponible para el transporte.

MIGRACIÓN DE CONTAMINANTES EN UNA DIMENSIÓN

La teoría en que se basa el programa POLLUTEv6.3 se describe en detalle por Rowe y Booker (1985,1987,1991b) y Rowe et al. (1994). De acuerdo con esta teoría la migración de contaminantes en una dimensión para un material intacto está gobernada por

$$n \frac{\partial c}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - nv \frac{\partial c}{\partial z} - \rho K_d \frac{\partial c}{\partial t} - \lambda c \quad (5.1.1)$$

donde:

c = concentración del contaminante a la profundidad z al tiempo t ,

D = coeficiente de dispersión hidrodinámica a la profundidad z ,

v = velocidad del agua a la profundidad z ,

n = porosidad del suelo a la profundidad z ,

ρ = densidad seca del suelo a la profundidad z ,

K_d = coeficiente de distribución a la profundidad z ,

$v_a = nv$ = velocidad de Darcy

λ = constante de decaimiento para el tipo de contaminante.

La migración del contaminante en la capa fracturada es en una dirección a lo largo de la fractura (horizontal o vertical) pero los contaminantes pueden migrar desde las fracturas hasta el material en las 3 direcciones. La migración del contaminante a lo largo de la fractura se rige por la ecuación

$$n_f \frac{\partial c_f}{\partial t} = n_f D_f \frac{\partial^2 c_f}{\partial z^2} - n_f v_f \frac{\partial c_f}{\partial z} - \lambda K_f \frac{\partial c_f}{\partial t} - q - \lambda c_f \quad (5.1.2)$$

donde:

c_f = concentración en la fractura a la profundidad z al tiempo t ,

D_f = coeficiente de dispersión hidrodinámica en las fracturas,

v_f = velocidad del agua en las fracturas,

n_f = porosidad de la fractura en el plano del flujo = $h1/H1 + h2/H2$,

A = área de superficie de las fracturas por unidad de volumen de suelo/roca,

K_f = coeficiente de distribución en la fractura (Freeze and Cherry, 1979),

q = transporte del contaminante en la matriz del material intacto,

λ = constante de decaimiento para el tipo de contaminante.

Nota: el programa automáticamente calcula n_f , v_f , A y q dada la información proporcionada por el usuario.

CONDICIONES DE FRONTERA

El programa POLLUTEv6.3 resuelve la ecuación de migración de contaminantes en una dimensión sujeta a condiciones de frontera en la parte superior e inferior del depósito de suelo que está siendo modelado. Hay 3 posibles fronteras superiores (usualmente el punto de contacto entre la fuente del contaminante y el depósito de suelo) que son: flujo 0, concentración constante, y masa finita. En la frontera inferior (el punto de contacto entre el depósito de suelo y el estrato permeable) puede ser: flujo 0, concentración constante, flujo de salida fijo o espesor infinito.

5.2 APLICACIONES A DIVERSOS TIPOS DE SUELOS

La aplicación del modelo presentado en el trabajo de tesis se realizó con los datos del relleno de Santa Catarina, el cual se encuentra ubicado al oriente de la ciudad de México, en un predio de forma irregular que ocupa una superficie de aproximadamente 30 hectáreas; colinda al norte con las faldas del volcán "La Caldera", al sur y sureste con una zona habitacional, al este y noreste con una vivienda interna y al suroeste con la franja del derecho de vía de la autopista México – Puebla. Este sitio se utilizó como tiradero a cielo abierto desde 1982, sin control alguno en la colocación de los desechos ni de su posterior sobrelevación; fue hasta 1985 cuando la DGSU (Dirección General de Servicios Urbanos) se hizo cargo de la operación y control del tiradero. La figura 5.2.1 muestra un croquis con la localización del predio.

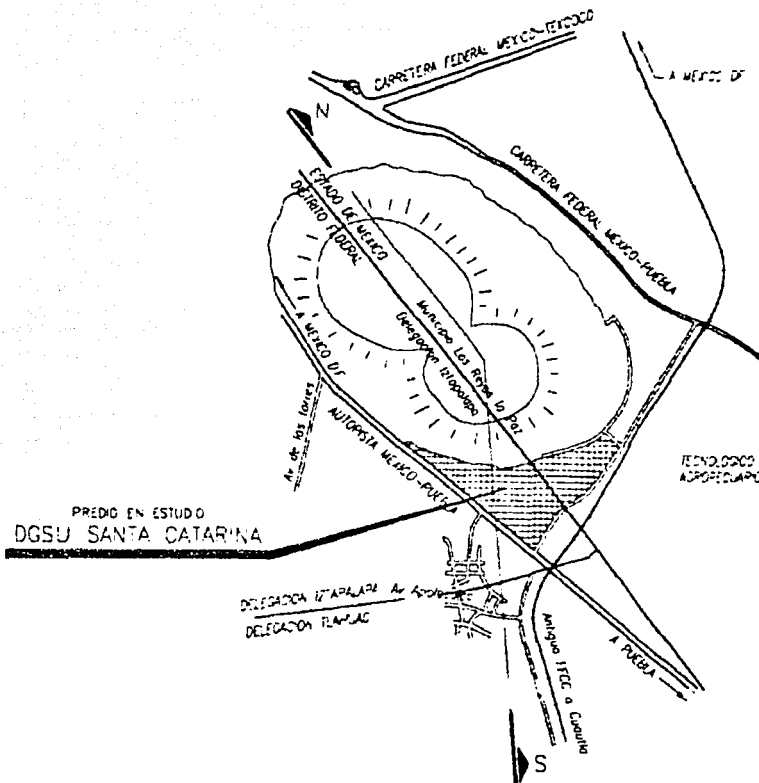
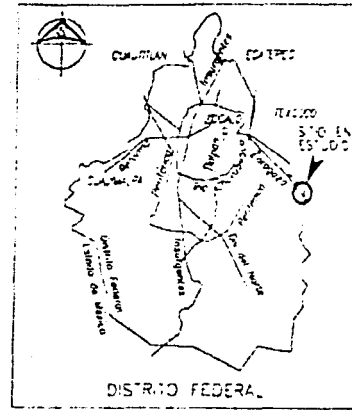


Figura 5.2.1 Croquis de localización.

INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE

Desde el punto de vista geológico, el sitio en estudio se encuentra en las faldas de un cono cinerítico constituido por tobas y lapilli basáltico en estratos delgados.

De acuerdo con lo que indica el Tomo 1 del Manual de Diseño Geotécnico, editado por COVITUR en 1987, este relleno se ubica en una zona geotécnica denominada Transición Abrupta, en los depósitos de transición, cuyas características se describen a continuación.

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo con el volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así, se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada o gradual y abrupta. El subsuelo del sitio controlado se encuentra en una condición de transición abrupta, que se identifica por el contacto entre los depósitos de la cuenca y los cerros que sobresalen de ellos, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca.

La estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos; otras zonas se caracterizan por la presencia de estratos de espesor variable de escoria volcánica intercalados con estratos de tobas y arcillas lacustres calcinadas. Las figuras 5.2.2 y 5.2.3 presentan la zonificación geotécnica del Valle de México (Gobierno del D.F. Dirección General de Servicios Urbanos. Dirección Técnica de Desechos Sólidos, 1993 y 1998).

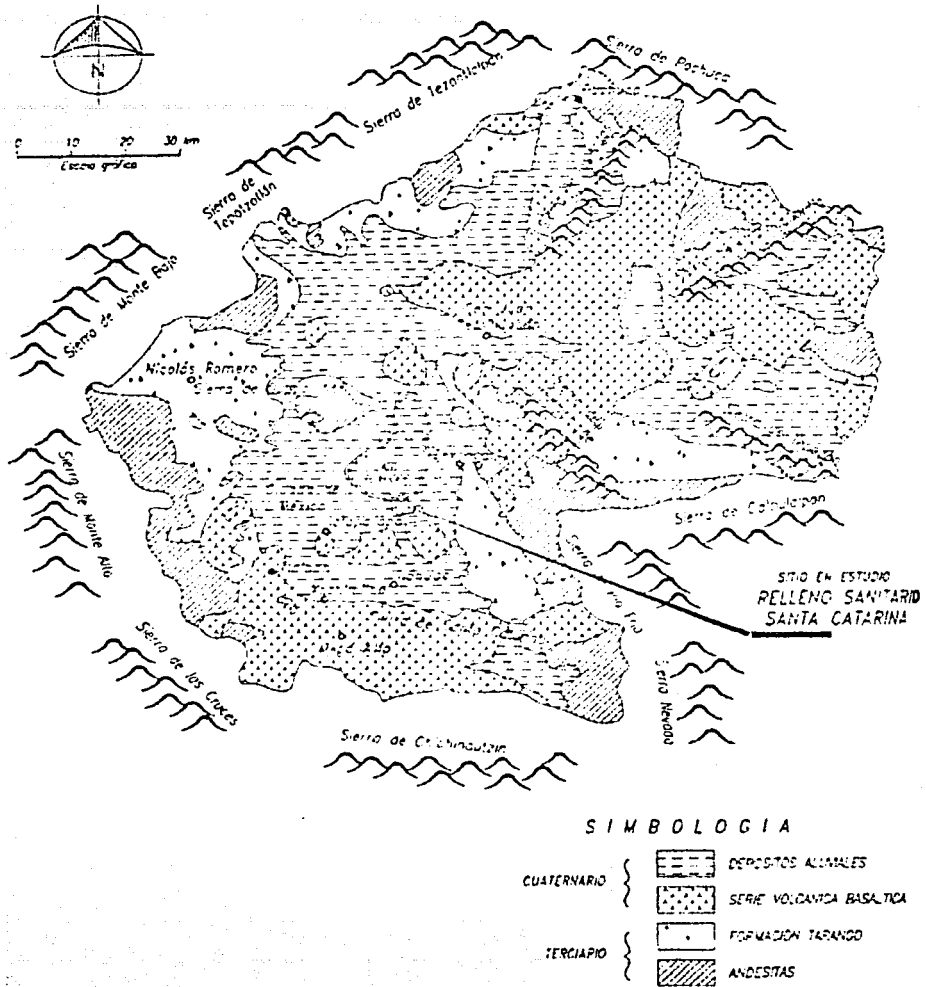


Figura 5.2.3 Zonificación Geotécnica de la cuenca de México.

6. RESULTADOS

La migración de los contaminantes disueltos involucra diferentes mecanismos de transporte por lo que se aplicó un modelo para la migración de contaminantes (POLLUTEv6.3) dada la presencia de un relleno sanitario en distintos tipos de suelos.

Caso 1 limo arenoso

Caso 2 limo arcilloso

Caso 3 limo arenoso fracturado

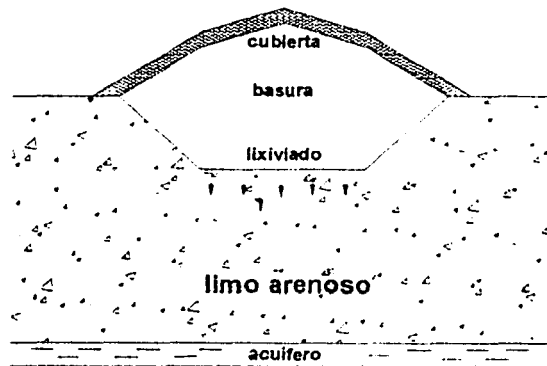
Caso 4 limo arenoso fracturado con línea de arcilla

Caso 5 limo arcilloso fracturado

Caso 6 sistema de colección de lixiviados y línea compuesta

CASO 1

En este caso se considera el transporte difusivo - advectivo con un estrato permeable en la base (acuifero) y flujo de salida fijo. La hidrogeología esta compuesta por un estrato limo arenoso de 9 m de espesor. El relleno tiene una longitud de 600 m en dirección al flujo del acuifero. Se considera una fuente de contaminante constante compuesta por arsénico en 0.05 mg/L.



PROPIEDAD		VALOR	UNIDAD
Velocidad de Darcy	v_a	3.11	m/a
Coefficiente hidrodinámico de dispersión	D	0.02	m^2/a
Conductividad hidráulica limo arenoso	K	1e-07	m/s
Porosidad	n	0.40	-
Densidad seca	ρ	2.00	g/cm^3
Espesor del estrato	H_1	9.00	m
Número de subcapas		9.00	-
Concentración de la fuente	c	0.05	mg/L
Longitud del relleno	L	600.00	m
Ancho del relleno	W_1	200.00	m
Espesor del acuifero	h_1	3.00	m
Porosidad del acuifero	n_b	0.30	-
Velocidad de salida en la base	v_b	642.00	m/a

Para obtener la velocidad de salida en la base:

- Velocidad de Darcy vertical en el limo arenoso

$$v_a = ki = 10E - 07 \times 1.00 \times 31104000.00 = 3.11m / a$$

- Velocidad de Darcy horizontal en el acuífero

$$v_{in} = 6.43E - 07 \times 31104000.00 = 20.00m / a$$

- Caudal de flujo inicial en el acuífero

$$q_{in} = v_{in} \times h_1 \times W_1 = 20.00 \times 3.00 \times 200.00 = 12,000.00m^3 / a$$

- Caudal de flujo en el acuífero a partir del relleno

$$q_a = v_a \times L \times W_1 = 3.11 \times 600.00 \times 200.00 = 373,200.00m^3 / a$$

- Caudal de flujo de salida a partir del relleno

$$q_{out} = q_{in} + q_a = 12,000.00 + 373,200.00 = 385,200.00m^3 / a$$

- Velocidad de salida en la base

$$v_b = \frac{q_{out}}{(W_1 \times h_1)} = \frac{385,200.00}{(200.00 \times 3.00)} = 642.00m / a$$

Los valores utilizados en el modelo de migración de contaminantes POLLUTEv6.3 (Velocidad de Darcy, Conductividad hidráulica, Porosidad, Densidad seca, Longitud del relleno, Ancho del relleno, velocidad horizontal en el acuífero) se obtuvieron del estudio de mecánica de suelos solicitado por el Gobierno del D. F. Dirección General de Servicios Urbanos. Dirección Técnica de Desechos Sólidos y de realizar correlaciones con base en el tipo de suelo utilizado.

El espesor del estrato se consideró como un solo suelo por falta de muestras representativas de todo el sitio controlado.

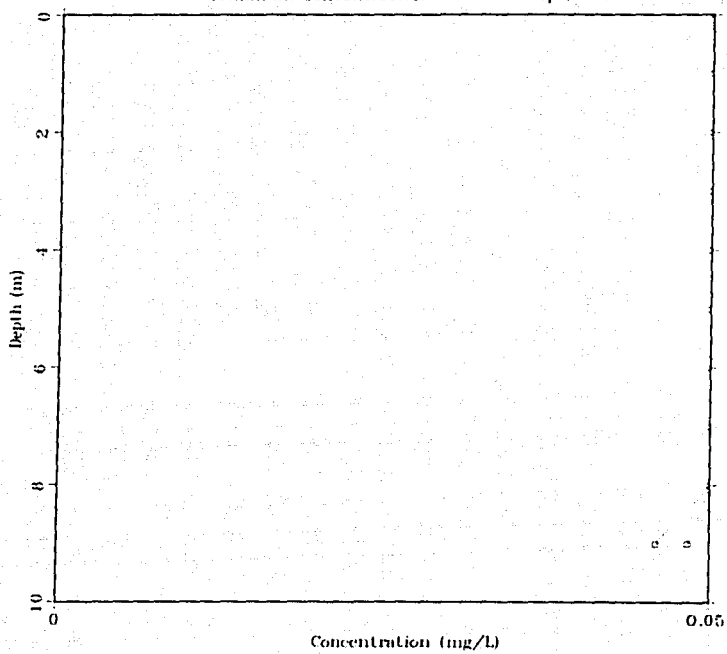
El Coeficiente hidrodinámico de dispersión, Espesor y Porosidad del acuífero se tomaron del ejemplo número 3 del manual POLLUTEv6.3 (Rowe, Booker, and Fraser, 1994).

La Concentración de la fuente se obtuvo de análisis por espectrofotometría de absorción atómica solicitado por el Gobierno del D. F. Dirección General de Servicios Urbanos. Dirección Técnica de Desechos Sólidos (informe de prueba con folio 18065, 1998).

En la siguiente gráfica se presenta la distribución del contaminante en el tiempo y en profundidad.

Para este caso se muestra la forma en que se obtienen los resultados del programa.

Maximum Concentration = 0.05 at depth = 0



Time

----- 2
..... 4
..... 6
..... 8
----- 10
..... 12
..... 14
..... 16
..... 20
..... 25
..... 30
..... 35
..... 40
..... 45
..... 50
..... 60
----- 70
..... 80
..... 90
----- 100
..... 120
..... 140
..... 160

```

*****
*
*
*   P O L L U T E v 6   S I M U L A T I O N
*
*   RUN DATE - 20- 1-**
*   TIME - 23:56:33
*
*   REVISION - 27/04/1998
*
*   VERSION 6.3.5
*
*   COPYRIGHT(c) R.K. ROWE & J.R. BOOKER 1983-1998
*
*   LICENSED USER: Unknown
*
*****

```

```

*****
CASO 1 TRANSPORTE ADVECTIVO-DIFUSIVO
*****
POLLUTE VERSION 6.3
*****

```

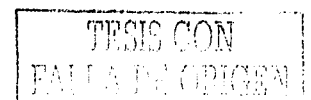
THE DARCY VELOCITY (Flux) THROUGH THE LAYERS $V_a = 0.3110E+01$ m/a
 (Positive for down or into the layer)

PROPERTIES OF THE MATRIX

Layer No.	No. Of Sublayer	Coefficient Hydrodynamic Dispersion m ² /a	Matrix Porosity	Distribution/ Partitioning Coefficient m ³ /kg	Dry Density kg/m ³	Layer Thickness m
1	9	0.2000E-01	0.40000	0.0000E+00	2000.0000	0.9000E+01

The TOP and BOTTOM BOUNDARY CONDITIONS
 are defined by CODES Top = 2 Bottom = 3
 See below for details

CODE	TOP	BOTTOM
1 =	Zero Flux	Zero Flux
2 =	C = Const.	C = Const2.
3 =	Finite Mass	Fixed Outflow Velocity
4 =		Infinite Bottom Layer



Initial Source Concentration C0 = 0.5000E-01 mg/L

Fixed Outflow at Base defined by:

Landfill Length = 0.6000E+03 m
Landfill Width = 0.2000E+03 m
Base Thickness = 0.3000E+01 m
Base Porosity = 0.3000E+00
Outflow Velocity = 0.6420E+03 m/a
(Horizontal Darcy Flux)

There is no Radioactive or Biological Decay being Considered

The Parameters used to Invert the Laplace Transform are

TAU = 0.700E+01 N = 20 SIG = 0.000E+00 RNU = 0.200E+01

CALCULATED CONCENTRATIONS AT SELECTED DEPTHS AND TIMES

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.2000E+01	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4603E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.4000E+01	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.6000E+01	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01

0.3000E+01	0.5000E-01
0.4000E+01	0.5000E-01
0.5000E+01	0.5000E-01
0.6000E+01	0.5000E-01
0.7000E+01	0.5000E-01
0.8000E+01	0.5000E-01
0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.8000E+01	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.1000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.1200E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.1400E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01

0.3000E+01	0.5000E-01
0.4000E+01	0.5000E-01
0.5000E+01	0.5000E-01
0.6000E+01	0.5000E-01
0.7000E+01	0.5000E-01
0.8000E+01	0.5000E-01
0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
------------	------------	-----------------------

0.1800E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
------------	------------	-----------------------

0.2000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
------------	------------	-----------------------

0.2500E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
------------	------------	-----------------------

0.3000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01

0.3000E+01	0.5000E-01
0.4000E+01	0.5000E-01
0.5000E+01	0.5000E-01
0.6000E+01	0.5000E-01
0.7000E+01	0.5000E-01
0.8000E+01	0.5000E-01
0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.3500E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.4000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.4500E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.5000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01

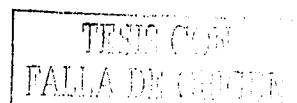
0.3000E+01	0.5000E-01
0.4000E+01	0.5000E-01
0.5000E+01	0.5000E-01
0.6000E+01	0.5000E-01
0.7000E+01	0.5000E-01
0.8000E+01	0.5000E-01
0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.6000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.7000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.8000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.9000E+02	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01



0.3000E+01	0.5000E-01
0.4000E+01	0.5000E-01
0.5000E+01	0.5000E-01
0.6000E+01	0.5000E-01
0.7000E+01	0.5000E-01
0.8000E+01	0.5000E-01
0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.1000E+03	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.1200E+03	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.1400E+03	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01
	0.3000E+01	0.5000E-01
	0.4000E+01	0.5000E-01
	0.5000E+01	0.5000E-01
	0.6000E+01	0.5000E-01
	0.7000E+01	0.5000E-01
	0.8000E+01	0.5000E-01
	0.9000E+01	0.4844E-01

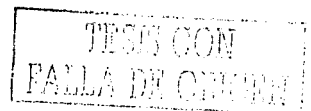
TIME yr	DEPTH m	CONCENTRATION mg/L
0.1600E+03	0.0000E+00	0.5000E-01
	0.1000E+01	0.5000E-01
	0.2000E+01	0.5000E-01

0.3000E+01 0.5000E-01
0.4000E+01 0.5000E-01
0.5000E+01 0.5000E-01
0.6000E+01 0.5000E-01
0.7000E+01 0.5000E-01
0.8000E+01 0.5000E-01
0.9000E+01 0.4844E-01

N O T I C E

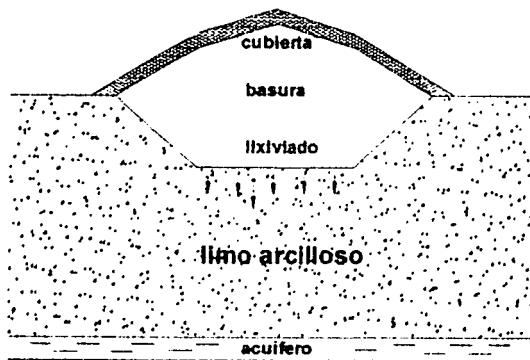
ALTHOUGH THIS PROGRAM HAS BEEN TESTED AND EXPERIENCE WOULD INDICATE THAT IT IS ACCURATE WITHIN THE LIMITS GIVEN BY THE ASSUMPTIONS OF THE THEORY USED, WE MAKE NO WARRANTY AS TO WORKABILITY OF THIS SOFTWARE OR ANY OTHER LICENSED MATERIAL. NO WARRANTIES EITHER EXPRESSED OR IMPLIED (INCLUDING WARRANTIES OF FITNESS) SHALL APPLY. NO RESPONSIBILITY IS ASSUMED FOR ANY ERRORS, MISTAKES OR MISREPRESENTATIONS THAT MAY OCCUR FROM THE USE OF THIS COMPUTER PROGRAM. THE USER ACCEPTS FULL RESPONSIBILITY FOR ASSESSING THE VALIDITY AND APPLICABILITY OF THE RESULTS OBTAINED WITH THIS PROGRAM FOR ANY SPECIFIC CASE.

```
*****  
*  
*  
*  
*   P O L L U T E   S I M U L A T I O N   *  
*  
*           ANALYSIS           COMPLETED   *  
*  
*           TIME           -           23:31:50   *  
*           EXECUTION TIME           0: 4   *  
*  
*  
*****
```



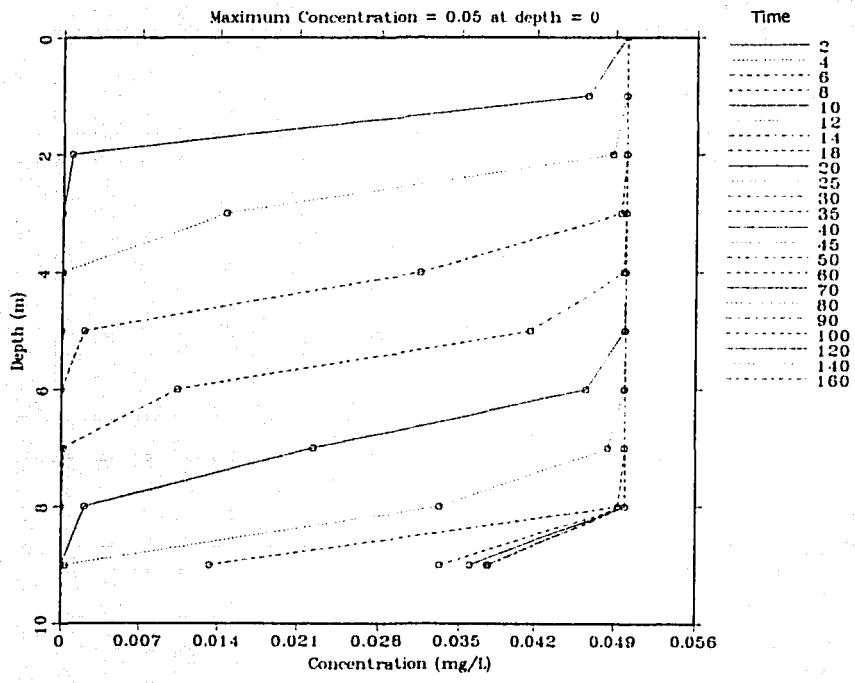
CASO 2

En este caso se presenta el transporte difusivo - advectivo con un estrato permeable en la base (acuífero) y flujo de salida fijo. La hidrogeología esta compuesta por un estrato limo arcilloso de 9 m de espesor. El relleno tiene una longitud de 600 m en dirección al flujo del acuífero. Se considera una fuente de contaminante constante compuesta por arsénico en 0.05 mg/L.



PROPIEDAD		VALOR	UNIDAD
Velocidad de Darcy	v_a	0.31	m/a
Coefficiente hidrodinámico de dispersión	D	0.02	m ² /a
Conductividad hidráulica limo arcilloso	K	1e-08	m/s
Porosidad	n	0.45	--
Densidad seca	ρ	1.40	g/cm ³
Espesor del estrato	H_1	9.00	m
Número de subcapas		9.00	--
Concentración de la fuente	c	0.05	mg/L
Longitud del relleno	L	600.00	m
Ancho del relleno	W_1	200.00	m
Espesor del acuífero	h_1	3.00	m
Porosidad del acuífero	n_b	0.30	--
Velocidad de salida en la base	v_b	82.00	m/a

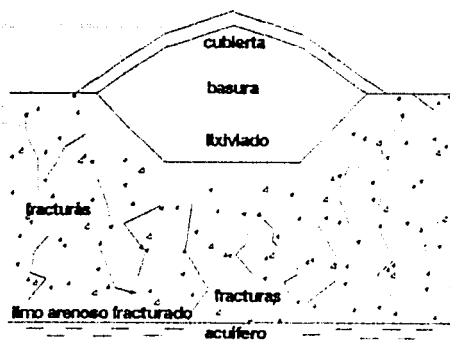
Los resultados se presentan en la siguiente gráfica.



TESIS CON
FALLA DE CRITERIO

CASO 3

En el caso 3 se presenta un estrato fracturado, el mecanismo de transporte es por sorción y el suelo es un limo arenoso fracturado. La fuente de contaminante es constante compuesta por arsénico en 0.05 mg/L .

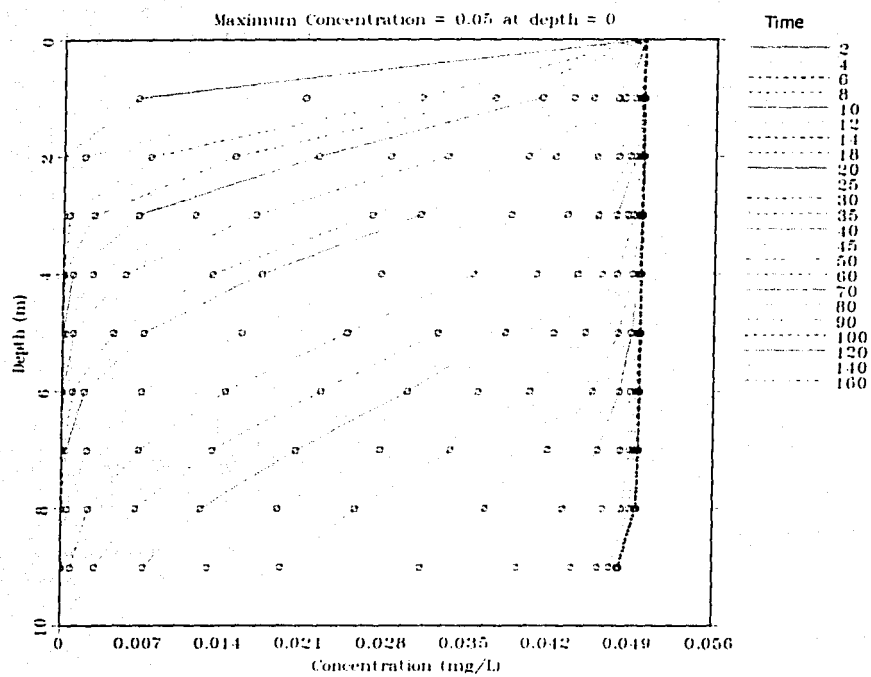


PROPIEDAD		VALOR	UNIDAD
Velocidad de Darcy	v_a	3.11	m/a
Espesor del limo arenoso fracturado	H_T	9.00	m
Número de subcapas		9.00	—
Espacio fractura en dirección x	$2H_1$	1.00	m
Abertura fractura en dirección x	$2h_1$	10.00	μm
Espacio fractura en dirección y	$2H_2$	1.00	m
Abertura fractura en dirección y	$2h_2$	10.00	μm
Dispersión a lo largo de las fracturas	D_f	0.06	m^2/a
Coefficiente hidrodinámico dispersión	D	0.02	m^2/a
Coefficiente de distribución	K_d	0.50	cm^3/g
Porosidad	n	0.40	—
Densidad	ρ	2.00	g/cm^3
Concentración de la fuente	c	0.05	mg/L
Longitud del relleno	L	600.00	m
Ancho del relleno	W	200.00	m
Espesor del acuífero	h_1	3.00	m
Porosidad del acuífero	n_b	0.30	—
Velocidad de salida en la base	v_b	642.00	m/a

Los valores utilizados en el modelo de migración de contaminantes POLLUTEv6.3 (Espacio fractura en dirección x , Abertura fractura en dirección x , Espacio fractura en dirección y , Abertura fractura en dirección y , Dispersión a lo largo de las fracturas, Coeficiente hidrodinámico dispersión) se obtuvieron del ejemplo número 6 del manual POLLUTEv6.3 (Rowe, Booker, and Fraser, 1994).

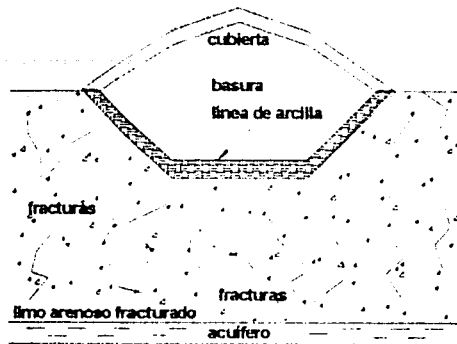
El Coeficiente de distribución se consideró por correlación al tipo de suelo utilizado.

En la siguiente gráfica se presenta la distribución del arsénico con el tiempo.



CASO 4

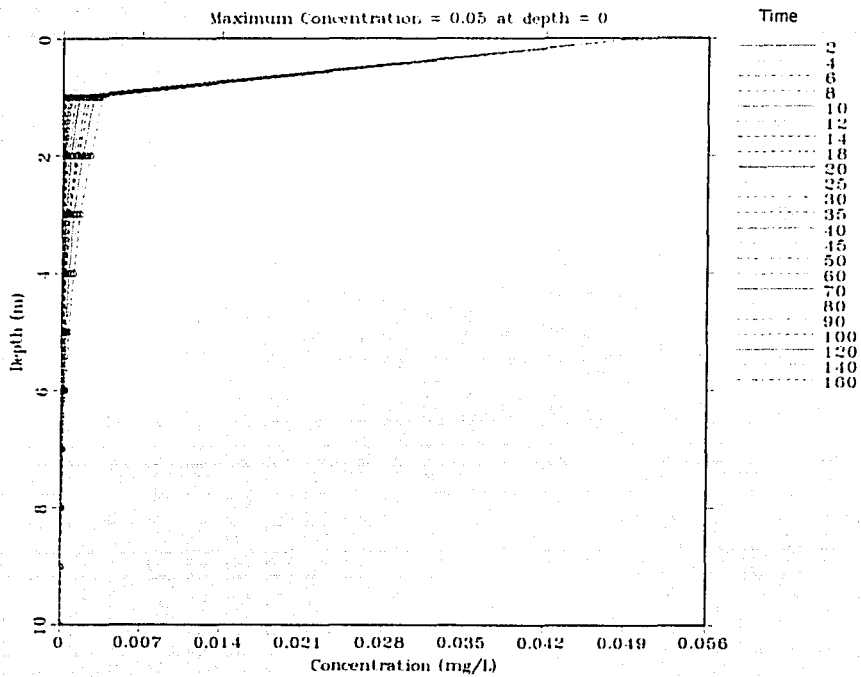
En el caso 4 se presenta un estrato fracturado, el mecanismo de transporte considera sorción y se utiliza una barrera de 1 m de arcilla compactada sobre el estrato de limo arenoso fracturado. La fuente de contaminante es constante compuesta por arsénico en 0.05 mg/L.



PROPIEDAD		VALOR	UNIDAD
Velocidad de Darcy	v_a	0.03	m/a
Coefficiente hidrodinámico dispersión <small>arcilla</small>	D	0.01	m ² /a
Coefficiente de Distribución arcilla	K_d	1.00	cm ³ /g
Conductividad hidráulica de la arcilla	K	1e-09	m/s
Porosidad arcilla	n	0.45	--
Densidad seca arcilla	ρ	1.50	g/cm ³
Espesor de la línea de arcilla	H_L	1.00	m
Número de subcapas		1.00	--
Espesor del limo arenoso fracturado	H_T	9.00	m
Número de subcapas		9.00	--
Espacio fractura en dirección x	$2H_1$	1.00	m
Abertura fractura en dirección x	$2h_1$	10.00	μm
Espacio fractura en dirección y	$2H_2$	1.00	m
Abertura fractura en dirección y	$2h_2$	10.00	μm
Dispersión a lo largo de las fracturas	D_f	0.06	m ² /a
Coefficiente hidrodinámico dispersión <small>matriz</small>	D	0.02	m ² /a
Coefficiente de distribución en la matriz	K_d	0.50	cm ³ /g
Porosidad de la matriz	n	0.40	--
Densidad seca de la matriz	ρ	2.00	g/cm ³
Concentración de la fuente	c	0.05	mg/L

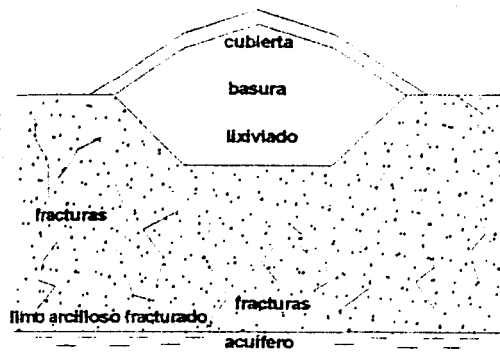
Longitud del relleno	L	600.00	m
Ancho del relleno	W	200.00	m
Espesor del acuífero	h_1	3.00	m
Porosidad del acuífero	n_b	0.30	—
Velocidad de salida en la base	v_b	26.00	m/a

Los resultados se presentan en la siguiente gráfica.



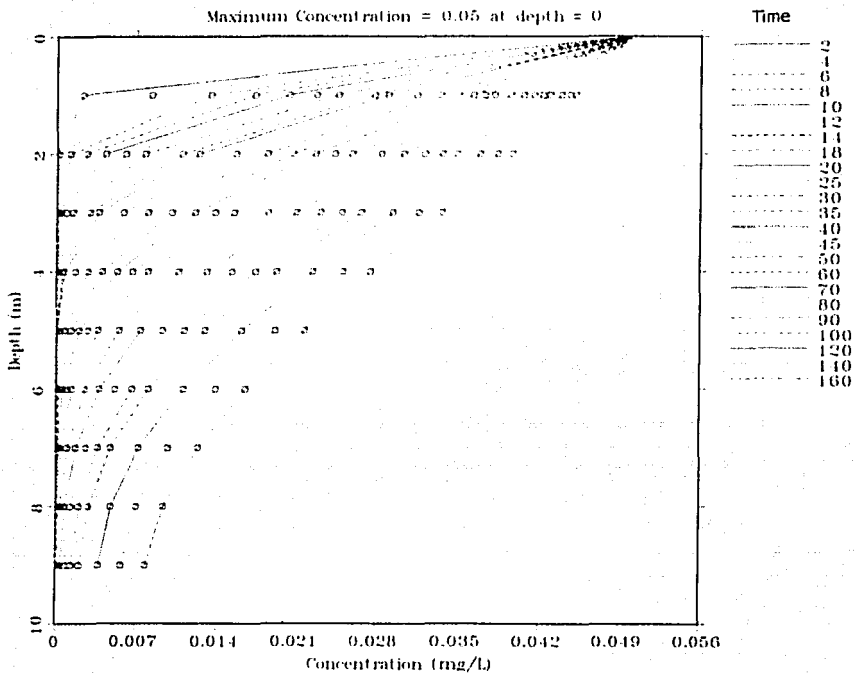
CASO 5

En este caso se presenta un estrato limo arcilloso fracturado, el mecanismo de transporte considera sorción. La fuente de contaminante es constante compuesta por arsénico en 0.05 mg / L.



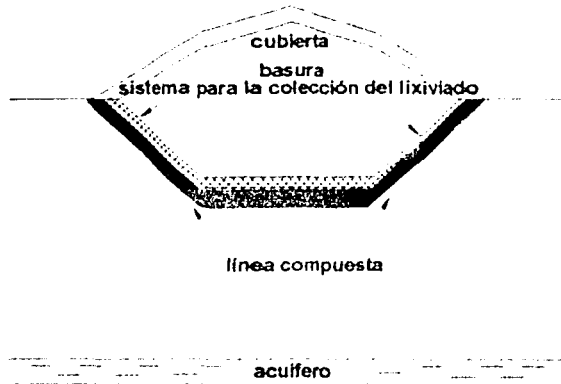
PROPIEDAD		VALOR	UNIDAD
Velocidad de Darcy	v_a	0.31	m / a
Espesor del limo arcilloso fracturado	H_T	9.00	m
Número de subcapas		9.00	--
Espacio fractura en dirección x	$2H_1$	1.00	m
Abertura fractura en dirección x	$2h_1$	10.00	μm
Espacio fractura en dirección y	$2H_2$	1.00	m
Abertura fractura en dirección y	$2h_2$	10.00	μm
Dispersión a lo largo de las fracturas	D_f	0.06	m^2 / a
Coefficiente hidrodinámico dispersión	D	0.02	m^2 / a
Coefficiente de distribución	K_d	0.75	cm^3 / g
Porosidad	n	0.45	--
Densidad seca	ρ	1.40	g / cm^3
Concentración de la fuente	c	0.05	mg / L
Longitud del relleno	L	600.00	m
Ancho del relleno	W	200.00	m
Espesor del acuífero	h_1	3.00	m
Porosidad del acuífero	n_b	0.30	--
Velocidad de salida en la base	v_b	82.00	m / a

En la siguiente gráfica se presenta la distribución del arsénico con el tiempo.



CASO 6

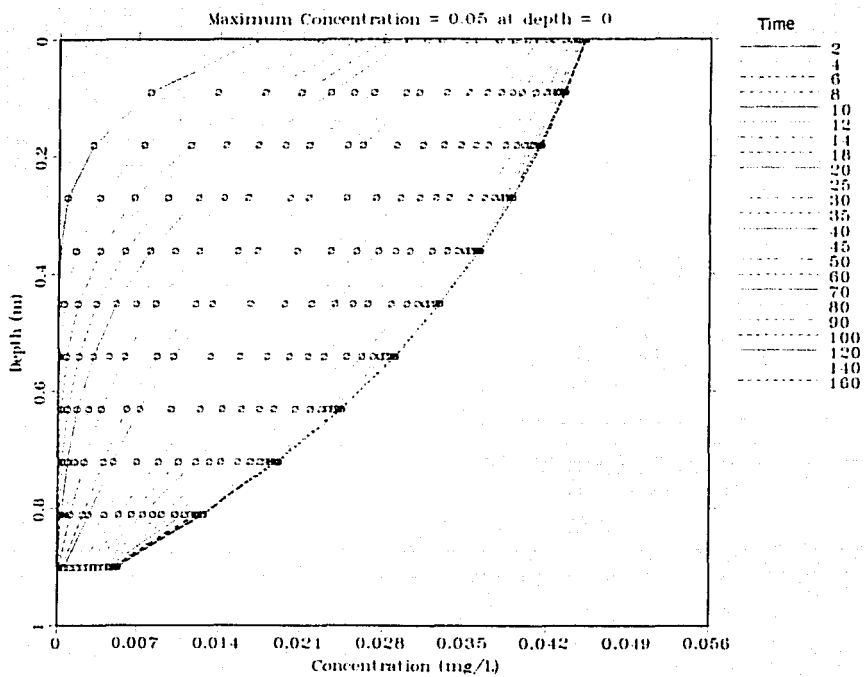
El caso 6 consiste en un sistema de colección de lixiviados primario y una línea compuesta (bentonita y geosintéticos. Los geosintéticos son dos geotextiles o geomembranas. La bentonita está contenida por los geotextiles en ambos lados). La geomembrana y la arcilla tienen espesores de 1.5 mm y 0.9 m respectivamente. El transporte es por difusión.



PROPIEDAD		VALOR	UNIDAD
Contacto de la Geomembrana		Bueno	--
Agujeros en la Geomembrana		Círculos --
Área de los agujeros		0.01	cm ²
Frecuencia de agujeros		1.00	/ acre
Concentración de la fuente	<i>c</i>	0.05	mg / L
Tipo de fuente		Constante	
Altura de lixiviado en la línea		0.30	<i>m</i>
Longitud del relleno	<i>L</i>	600.00	<i>m</i>
Espesor de la Geomembrana		1.50	mm
Coefficiente de Difusión de la membrana		3 E-05	m ² / a
Espesor de la arcilla	<i>h</i> ₂	0.90	<i>m</i>
Conductividad hidráulica arcilla	<i>K</i>	1 E-09	<i>m</i> / s
Coefficiente de difusión arcilla	<i>D</i> _{<i>d</i>}	0.02	m ² / a
Coefficiente de Distribución	<i>K</i> _{<i>d</i>}	0.50	mL / g
Porosidad del suelo	<i>n</i>	0.35	--
Densidad seca	<i>ρ</i>	1.90	g / cm ³
Ancho del relleno	<i>W</i> ₁	200.00	<i>m</i>
Espesor del acuífero	<i>h</i> ₁	3.00	<i>m</i>
Porosidad del acuífero	<i>n</i> _{<i>b</i>}	0.30	--
Velocidad de salida en la base	<i>v</i> _{<i>b</i>}	26.00	<i>m</i> / a

Los valores utilizados en el modelo de migración de contaminantes POLLUTEv6.3 (Contacto de la Geomembrana, Agujeros en la Geomembrana, Área de los agujeros, Frecuencia de agujeros, Altura de lixiviado en la línea, Espesor de la Geomembrana, Coeficiente de Difusión de la membrana, Espesor de la arcilla, Conductividad hidráulica arcilla, Coeficiente de difusión arcilla) se tomaron del ejemplo número 1 del manual POLLUTEv6.3 (Rowe, Booker, and Fraser, 1994).

Los resultados se presentan en la siguiente gráfica.



ANÁLISIS DE RESULTADOS

CASO 1

En este caso se considera el transporte difusivo - advectivo con un estrato permeable en la base (acuífero) y flujo de salida fijo. La hidrogeología esta compuesta por un estrato limo arenoso de 9 m de espesor. El relleno tiene una longitud de 600 m en dirección al flujo del acuífero. Se considera una fuente de contaminante constante compuesta por arsénico en 0.05 mg/L .

En el caso 1 el transporte primario del contaminante es por advección (proceso por el cual un soluto se transporta a lo largo de la trayectoria del flujo de agua) y difusión (proceso por el cual los constituyentes iónicos o moleculares se mueven bajo la influencia de su actividad cinética en la dirección de su gradiente de concentración).

La gráfica Concentración (mg/L) vs Profundidad (m) en relación con el tiempo (años) nos indica que la barrera natural de suelo (limo arenoso de 9 m) permite la migración del arsénico en su totalidad para todos los intervalos de tiempo. A la profundidad de 9 m se aprecia una ligera disminución de la concentración del contaminante en 9.2% ($0.4603\text{E-}01 \text{ mg/L}$) para todos los periodos de tiempo. En este caso el transporte advectivo predomina más que el difusivo.

CASO 2

En este caso se considera el transporte difusivo - advectivo con un estrato permeable en la base (acuífero) y flujo de salida fijo. La hidrogeología esta compuesta por un estrato limo arcilloso de 9 m de espesor. El relleno tiene una longitud de 600 m en dirección al flujo del acuífero. Se considera una fuente de contaminante constante compuesta por arsénico en 0.05 mg/L .

La gráfica Concentración (mg/L) vs Profundidad (m) en relación con el tiempo (años) nos indica que la barrera natural de suelo (limo arcilloso de 9 m) disminuye la conductividad hidráulica (10^{-8} m/s) produciendo una menor migración del contaminante con el tiempo. Para los periodos de 0 a 8 años la concentración del contaminante a la profundidad de 9 m es nula, de los 10 a 12 años es menor al 1% ($0.3851\text{E-}03 \text{ mg/L}$), a los 14 años es de 26.46% ($0.1323\text{E-}01 \text{ mg/L}$), a los 18 años es de 66.72% ($0.3336\text{E-}01 \text{ mg/L}$), a los 20 años es del 71.98% ($0.3599\text{E-}01 \text{ mg/L}$), a los 25 años es del 75.22% ($0.3761\text{E-}01 \text{ mg/L}$), a los 30 años es del 75.56% ($0.3778\text{E-}01 \text{ mg/L}$), y de los 35 a los 160 años la concentración del contaminante a la profundidad de 9 m es del 75.60% ($0.3780\text{E-}01 \text{ mg/L}$) por lo que para este caso el transporte por difusión tiende a ser muy importante.

CASO 3

En el caso 3 se presenta un estrato fracturado. El mecanismo de transporte es por sorción para un suelo limo arenoso fracturado. La fuente de contaminante es constante compuesta por arsénico en 0.05 mg/L .

La sorción es el proceso en el que el soluto es atrapado por las partículas del suelo es decir, la interacción entre el sorbato (compuesto orgánico) y el sorbente (suelo).

La gráfica Concentración (mg/L) vs Profundidad (m) en relación con el tiempo (años) nos indica que la barrera natural de suelo (limo arenoso fracturado de 9 m) para los periodos de 0 a 25 años tiene una concentración de contaminante nula, a los 30 años es de 1.82% ($0.9102E-03 mg/L$), a los 35 años es de 6.24% ($0.3124E-02 mg/L$), a los 40 años es de 14.42% ($0.7211E-02 mg/L$), a los 45 años es de 25.72% ($0.1286E-01 mg/L$), a los 50 años es de 38.52% ($0.1926E-01 mg/L$), a los 60 es de 62.34% ($0.3117E-01 mg/L$), a los 70 años es de 78.76% ($0.3938E-01 mg/L$), a los 80 años es de 87.94% ($0.4397E-01 mg/L$) y de los 90 a los 160 años es de más del 90% de la concentración del contaminante a la profundidad de 9 m .

CASO 4

En el caso 4 se presenta un estrato fracturado. El mecanismo de transporte que predomina es sorción y se utiliza una barrera de 1 m de arcilla compactada sobre el estrato de limo arenoso fracturado. La fuente del contaminante es constante compuesta por arsénico en $0.05 mg/L$.

La gráfica Concentración (mg/L) vs Profundidad (m) en relación con el tiempo (años) nos indica que la barrera natural de suelo (limo arenoso fracturado de 9 m) y la arcilla compactada (espesor de 1 m sobre el suelo natural) para los periodos de 0 a 160 años dan una concentración del contaminante a la profundidad de 9 m nula.

CASO 5

En este caso se presenta un estrato de limo arcilloso fracturado. El mecanismo de transporte es por sorción. La fuente de contaminante es constante compuesta por arsénico en $0.05 mg/L$.

La gráfica Concentración (mg/L) vs Profundidad (m) en relación con el tiempo (años) nos indica que la barrera natural de suelo (limo arcilloso fracturado de 9 m) para los periodos de 0 a 60 años dan una concentración del contaminante a la profundidad de 9 m nula, a los 80 años es de 1.69% ($0.8491E-03 mg/L$), a los 90 años es de 2.79% ($0.1398E-02 mg/L$), a los 100 años es de 4.16% ($0.2083E-02 mg/L$), a los 120 años es de 7.57% ($0.3785E-02 mg/L$), a los 140 años es de 11.57% ($0.5788E-02 mg/L$) y a los 160 años es de 15.88 % ($0.7942E-02 mg/L$) de la concentración del contaminante a la profundidad de 9 m .

Para los casos 3, 4 y 5 la sorción es motivada por el sorbente (suelo) dado que el compuesto se acumula en la superficie del material poroso (sorbente) debido a la afinidad de la superficie por el compuesto es decir, que la sorción se presenta cuando un compuesto de alta polaridad interactúa con los minerales de la arcilla por intercambio catiónico (Knox et al., 1993).

CASO 6

El caso 6 consiste en un sistema de colección de lixiviados primario y una línea compuesta (bentonita y geosintéticos. Los geosintéticos son dos geotextiles o geomembranas. La bentonita está contenida por los geotextiles en ambos lados). La

geomembrana y la arcilla tienen espesores de 1.5 *mm* y 0.9 *m* respectivamente. El transporte es por difusión.

La gráfica Concentración (*mg/L*) vs Profundidad (*m*) en relación con el tiempo (años) nos indica que la barrera de línea compuesta (bentonita y geosintéticos) para los periodos de 0 a 20 años dan una concentración del contaminante a la profundidad de 9 *m* nula, de 25 a 90 años es menor al 10% y de los 120 a los 160 es menor al 11%.

El sistema de colección de lixiviados sobre la geomembrana es el intento primario para minimizar el paso de los lixiviados a través de la geomembrana.

El mayor flujo a través de una geomembrana se localiza en los defectos de la misma. La valoración requiere una estimación del tamaño de los agujeros. Giroud and Bonaparte (1989) indican que es razonable esperar de 3 a 5 defectos en la geomembrana por cada 10 000 *m*².

La instalación de la geomembrana sobre la línea de arcilla reduce sustancialmente el movimiento del contaminante por el proceso de advección; sin embargo, la migración puede continuar debido a la difusión (existe baja conductividad hidráulica o muy pequeño gradiente hidráulico por lo que el flujo a través de la barrera es controlado por un gradiente de concentración químico) que ocurre a través de la geomembrana.

El comportamiento del transporte de contaminantes a través de barreras de arcilla o de la matriz de un suelo intacto es por advección y difusión. El transporte a través del acuífero es manejado por el mecanismo de advección y dispersión. En materiales fracturados el transporte es generalmente controlado por la advección y dispersión a lo largo de las fracturas y difusión a partir de las fracturas a la matriz de suelo intacto por medio de los poros adyacentes. La relación del transporte del contaminante dentro de la matriz depende de la porosidad del material, el coeficiente de difusión de la matriz (suelo natural) y la distancia de las fracturas.

La arcilla por sí misma puede actuar como un medio importante para la atenuación del contaminante debido al proceso de sorción (mecanismo de retardo) ya que funciona para una migración lenta de contaminantes por la reducción de su masa disponible para el transporte.

Los requerimientos para una barrera natural o compactada varían una de otra; los siguientes criterios se aplican en común.

1. La línea o barrera natural debe tener una conductividad hidráulica (*k*) de 10^{-9} *m/s* o menor y estar libres de fracturas. Desde el punto de vista químico es preferible 10^{-9} *m/s* ya que la difusión frecuentemente llega a dominar en el mecanismo de migración.
2. La baja conductividad hidráulica es normalmente asociada con la presencia de minerales de arcilla que como mínimo debe tener 15 a 20% del suelo con tamaños de partículas menores a 2 μ m, un índice de plasticidad mayor al 7% y una capacidad de intercambio catiónico de 100 miliequivalentes por 100 gramos de suelo.
3. La barrera de arcilla debe ser compatible con el lixiviado retenido es decir, la conductividad hidráulica no deberá incrementarse con la exposición del lixiviado que va a ser contenido por la barrera.
4. El espesor mínimo de una línea de arcilla compactada para basura doméstica generalmente debe ser de 0.9 - 1 *m*; sin embargo, esto es variable y en algunos casos se reduce a 0.6 *m* si la línea de arcilla es usada con geomembranas.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los seis casos, la solución que representa el menor costo es la línea de arcilla compactada (sistema de barrera) sobre el terreno natural (Caso 4) y la migración del contaminante (arsénico) será controlado por difusión; asimismo, la arcilla actúa como atenuante del contaminante debido a procesos como sorción, precipitación, y biodegradación.

El desempeño de la línea de arcilla dependerá del material escogido (origen geológico, distribución granulométrica y mineralógica) y la manera en la cual ese material es recompactado.

7 CONCLUSIONES

- 1.- Los contaminantes que hacen a un residuo peligroso se encuentran en forma líquida o disueltos por lo que una vez en el ambiente migran en fase acuosa interactuando a su paso con las partículas del suelo.
- 2.- Los rellenos sanitarios constituyen una alternativa basada en criterios ambientales de ingeniería y normas operacionales específicas que procuran el confinamiento de basura.
- 3.- Los procesos en el transporte de contaminantes son: Advección, Dispersión, Difusión y Sorción
- 4.- La migración de los contaminantes disueltos considera diferentes mecanismos de transporte dependiendo del tipo de suelo, presencia de fracturas, grado de saturación, y la interacción suelo-contaminante. Para una arcilla saturada el mecanismo primario es advección y difusión, mientras que para una arena saturada el mecanismo primario es la advección y dispersión. En un suelo fracturado el mecanismo primario es la advección y dispersión a lo largo de las fracturas y difusión a partir de las fracturas en la matriz. La migración de contaminantes también considera mecanismos de retardo como la sorción y decaimiento biológico o radiactivo. Ambos mecanismos funcionan para una migración lenta de contaminantes por la reducción de su masa disponible para el transporte.
- 5.- La descomposición promedio de los desechos municipales puede variar en cada país ya que depende de los aspectos culturales de las comunidades en la localidad.
- 6.- El impacto de los depósitos de basura en el subsuelo dependerán de la naturaleza del sitio, clima, tipo de basura, hidrogeología local, presencia de un flujo dominante, y lo más importante la naturaleza de la barrera, la cual intenta limitar y controlar la migración del contaminante.
- 7.- Las barreras usualmente incluyen uno o más de los siguientes componentes: suelos arcillosos (arcillas lacustres o limos arcillosos) líneas de arcilla compactadas, muros de contención, rocas, líneas compuestas y geomembranas.
- 8.- Cuando la arcilla es fracturada es importante reconocer que las aberturas son muy pequeñas ($10-15 \mu m$) con longitudes de 1-3 m pudiendo tener un efecto importante en términos de incrementar la conductividad hidráulica (comparado con un suelo intacto). El transporte del contaminante a través de fracturas no depende significativamente de la velocidad del agua del subsuelo. El movimiento y grado de disminución dependen de la longitud de las fracturas, porosidad de la matriz, dispersividad, velocidad de Darcy y la masa de contaminante disponible para el transporte.
- 9.- La efectividad de la sorción como mecanismo de atenuación depende de la longitud de las fracturas.
- 10.- Los valores de la porosidad efectiva de la matriz usados en el análisis pueden afectar la magnitud y el tiempo en que ocurre el impacto en el acuífero incluso si el transporte de contaminante es a través de las fracturas.

11.- La instalación de geomembranas sobre la línea de arcilla reduce sustancialmente el movimiento del contaminante por el proceso de advección; sin embargo, la migración puede continuar debido a la difusión que ocurre a través de la geomembrana. El monitoreo de la química de los fluidos recolectados en los sistemas de colección puede indicar si existe falla en el sistema.

12.- Los asentamientos diferenciales bajo el relleno y la línea compactada de arcilla pueden reducir la efectividad del sistema de colección de lixiviados. Similarmente los asentamientos de la cubierta (debido a los asentamientos de la basura) reducen la efectividad de la misma.

13.- Es importante:

(a) Evaluar la conductividad hidráulica de las barreras naturales en conjunto con los diseños de ingeniería.

(b) Tener en cuenta la vida de servicio de cada componente de ingeniería en los sistemas de barrera (sistema de colección primario, líneas, filtros, refuerzos etc) con respecto a la vida del contaminante en el relleno.

(c) Monitorear el desempeño del sistema para detectar posibles fallas antes de que se contamine el agua subterránea de lo contrario la medida a tomar en consecuencia es limpiar el acuífero contaminado, lo cual resultará extremadamente costoso.

14.- Para los casos presentados en este trabajo, la solución que representó el menor costo fue la línea de arcilla compactada (sistema de barrera) sobre el terreno natural (Caso 4) y la migración del contaminante (arsénico) es controlado por difusión; asimismo, la arcilla actúa como atenuante del contaminante debido a procesos como sorción, precipitación, y biodegradación.

ANEXO 1. DERIVACIÓN DE LA ECUACIÓN ADVECCIÓN-DISPERSIÓN PARA EL TRANSPORTE DE SOLUCIONES EN MEDIOS POROSOS SATURADOS

La ecuación derivada es manifestación de la ley de conservación de masa. La derivación está basada en Ogata (1970) y Bear (1972). Esta supone que el medio poroso es homogéneo e isotrópico, saturado, el flujo está en un estado continuo y que la ley de Darcy es aplicable. El flujo se describe por la velocidad promedio lineal que transporta la sustancia disuelta por Advección. En realidad se presenta un proceso de mezcla, el cual se denomina Dispersión hidrodinámica causado por la variación de la velocidad dentro de cada canal de poro. Si se desea describir el proceso de transporte para una escala macroscópica usando parámetros microscópicos se deberá tomar en cuenta los efectos de la mezcla en dicha escala siendo necesario introducir un segundo mecanismo de transporte, en adición a la Advección, para la Dispersión hidrodinámica.

Para establecer el estado matemático de la conservación de la masa se debe considerar el flujo de la solución dentro y fuera de un volumen pequeño para el medio poroso (figura 1.1). En coordenadas cartesianas la descarga específica v tiene componentes (v_x, v_y, v_z)

más los de velocidad lineal $\bar{v} = \frac{v}{n} \left(\bar{v}_x, \bar{v}_y, \bar{v}_z \right)$. La Advección \bar{v} y la concentración C definen

la masa de solución por unidad de volumen. La masa de solución por unidad de volumen del medio poroso es, por lo tanto, nC . Para un medio homogéneo la porosidad n es constante

$\frac{\partial(nC)}{\partial x} = n \frac{\partial C}{\partial x}$. La masa de la solución en la dirección x para los dos mecanismos de transporte se representan como

$$\text{transporte por Advección} = \bar{v}_x nC dA \quad (1.1)$$

$$\text{transporte por Dispersión} = nD_x \frac{\partial C}{\partial x} dA \quad (1.2)$$

donde D_x es el coeficiente de Dispersión en la dirección x y dA es la sección transversal del área del elemento cúbico. El coeficiente de Dispersión D_x está relacionado con la Dispersión α_x y el coeficiente de Difusión D_m :

$$D_x = \alpha_x \bar{v}_x + D \quad (1.3)$$

donde

$$D = D_l - \alpha_l \bar{v}$$

siendo D_l el coeficiente de Dispersión hidrodinámica en la dirección longitudinal (a lo largo del flujo) y α_l la propiedad característica del medio poroso conocido como Dispersión dinámica ó simplemente como Dispersión.

La forma del componente dispersivo incluido en la ecuación (1.2) es análogo a la primera ley de Fick.

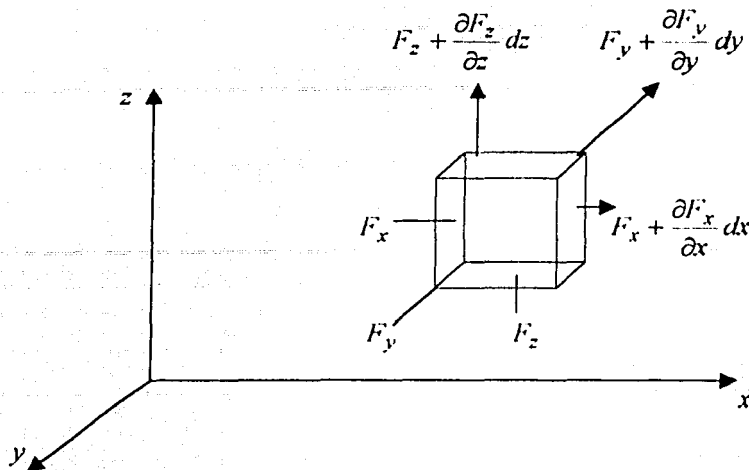


Figura 1.1. Equilibrio de masa de un elemento cúbico en el espacio.

Si F_x representa el total de la masa de solución por unidad en la sección transversal del área transportada en la dirección x por unidad de tiempo, entonces

$$F_x = \bar{v}_x nC - nD_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.4)$$

El signo negativo antes del término dispersivo indica el movimiento de contaminantes hacia la zona de más baja concentración. De manera similar

$$F_y = \bar{v}_y nC - nD_y \frac{\partial C}{\partial y} \quad (1.5)$$

$$F_z = \bar{v}_z nC - nD_z \frac{\partial C}{\partial z} \quad (1.6)$$

La cantidad total de solución entrando en el elemento cúbico (figura 1.1) es

$$F_x dz dy + F_y dz dx + F_z dx dy$$

y la cantidad total saliendo del elemento se representa por

$$\left(F_x + \frac{\partial F_x}{\partial x} dx \right) dz dy + \left(F_y + \frac{\partial F_y}{\partial y} dy \right) dz dx + \left(F_z + \frac{\partial F_z}{\partial z} dz \right) dx dy$$

donde los términos parciales indican el cambio espacial de la solución en la dirección especificada. La diferencia entre la cantidad que entra y sale del elemento por consiguiente

$$\left(\frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} + \frac{\partial F_z}{\partial z} \right) dx dy dz$$

La sustancia se considera como no reactiva; la diferencia entre el flujo dentro y fuera del elemento es igual a la cantidad de sustancia disuelta acumulada en el elemento. La relación de masa que cambia en el elemento es

$$-n \frac{\partial C}{\partial t} dx dy dz$$

y la conservación de la expresión de masa se vuelve

$$\frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} + \frac{\partial F_z}{\partial z} = -n \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.7)$$

Sustituyendo en las expresiones (1.4), (1.5), y (1.6), en (1.7) y cancelando n en ambos lados tenemos

$$\left[\frac{\partial \left(D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(D_y \frac{\partial C}{\partial y} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left(D_z \frac{\partial C}{\partial z} \right)}{\partial z} \right] - \left[\frac{\partial \left(\bar{v}_x C \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\bar{v}_y C \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left(\bar{v}_z C \right)}{\partial z} \right] = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.8)$$

En un medio homogéneo en el cual la velocidad \bar{v} es estable y uniforme el coeficiente de Dispersión D_x, D_y, D_z no varía en el espacio y la ecuación (1.8) se transforma

$$\left(D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right) - \left(\bar{v}_x \frac{\partial C}{\partial x} + \bar{v}_y \frac{\partial C}{\partial y} + \bar{v}_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.9)$$

y en una dimensión

$$D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \bar{v}_x \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.10)$$

En algunas aplicaciones, la dirección en una dimensión se toma como una coordenada curvilínea a lo largo del flujo. La ecuación de transporte queda como

$$D_l \frac{\partial^2 C}{\partial l^2} - \bar{v}_l \frac{\partial C}{\partial l} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.11)$$

donde l es la dirección de la coordenada a lo largo de la línea de flujo, D_l es el coeficiente longitudinal de Dispersión y \bar{v}_l es la velocidad lineal promedio a lo largo de la línea del flujo. Para un problema de dos dimensiones es posible definir dos coordenadas curvilíneas de dirección S_l y S_t donde S_l va a lo largo de la línea del flujo y S_t ortogonal a esta. Por lo que la ecuación de transporte es

$$D_l \frac{\partial^2 C}{\partial S_l^2} + D_t \frac{\partial^2 C}{\partial S_t^2} - \bar{v}_l \frac{\partial C}{\partial S_l} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.12)$$

donde D_l y D_t son los coeficientes de Dispersión en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Si v_l varía a lo largo de la línea del flujo y D_l, D_t varían a través del espacio, la ecuación se expresa

$$\frac{\partial \left(D_l \frac{\partial C}{\partial S_l} \right)}{\partial S_l} + \frac{\partial \left(D_t \frac{\partial C}{\partial S_t} \right)}{\partial S_t} - \frac{\partial \left(\bar{v}_l C \right)}{\partial S_l} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.13)$$

La ecuación (1.8) por medio de la (1.13) representa seis formas de la ecuación de Advección-Dispersión para el transporte de la solución en un medio poroso saturado. La solución de las ecuaciones proporcionará la concentración de la solución C como una función del espacio y tiempo tomando la forma $C(x, y, z, t)$ en las ecuaciones (1.10) y (1.9), $C(l, t)$ para (1.11) y $C(S_l, S_t, t)$ en las ecuaciones (1.12) y (1.13). Hay muchas y bien conocidas soluciones analíticas para la forma simple de la ecuación de transporte. En suma, las velocidades raramente son uniformes y la Dispersión es usualmente variable en el espacio. Dada esta condición se utilizan métodos numéricos para la solución. El coeficiente de Dispersión en tres dimensiones homogéneas y en un medio poroso isótropo es expresado por la ecuación (1.12) que sería un tensor simétrico de segundo orden con nueve componentes. D_l y D_t son los términos de la diagonal para dos dimensiones. Las propiedades direccionales del coeficiente de Dispersión son causadas por la naturaleza del proceso dispersivo en las direcciones longitudinal y transversal. Si se toma un medio anisotrópico la descripción matemática del proceso dispersivo se vuelve mucho más complejo. Las soluciones analíticas o numéricas no son viables para sistemas anisotrópicos pero para un medio isótropo el coeficiente de Dispersión ha sido representado satisfactoriamente por métodos experimentales. Es posible expandir la ecuación de transporte para incluir los efectos de retardo de la adsorción, reacción química y transformación biológica o decaimiento radiactivo para la ecuación de transporte en un medio homogéneo de un sistema unidimensional a lo largo de la dirección del flujo de forma

$$D_l \frac{\partial^2 C}{\partial l^2} - \bar{v}_l \frac{\partial C}{\partial l} + \frac{\rho_b}{n} \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.14)$$

donde ρ_b es la densidad del volumen de masa del medio poroso, n la porosidad, S la masa de componente químico adsorbido por la parte sólida del medio poroso. El primer término de la ecuación (1.14) es de Dispersión, el segundo término es de Advección y el tercero es de Reacción. Soluciones analíticas a la ecuación (1.14) han sido presentadas por Codell y Schreiber.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SIMBOLOGÍA

A	área
A'	presión de poro en el suelo comprensible
(a_N)	aceleración crítica
b	parámetro representativo de la relación de solución
C, c	concentración de la solución
C_s	concentración adsorbida en la fase sólida
C_w	concentración del compuesto disuelto
c'	cohesión efectiva
c_a	cohesión aparente
c_f	concentración en la fractura
D	coeficiente de dispersión hidrodinámica
D_d	coeficiente de difusión
(D_d^*)	coeficiente de difusión efectiva
D_f	coeficiente de dispersión hidrodinámica en las fracturas
D_l	coeficiente de dispersión longitudinal
D_m	coeficiente de dispersión mecánica
D_p	daño posible
D_t	coeficiente transversal de dispersión
D_x	coeficiente de dispersión en la dirección x
dA	área transversal
d_m	tamaño de partícula
$\frac{dC}{dx}$	gradiente de concentración
$erfc$	función del error complementario
FSE	factor de seguridad
F_x	total de masa
(G)	módulo transversal
H, h	altura hidráulica
H_1	espesor del estrato
H_t	probabilidad asociada al periodo de retorno del evento
h_1	espesor del acuífero
h_2	espesor de la arcilla
i	gradiente hidráulico
i_s	clase de solución
J_A	flujo de masa advectiva
J_D	difusión del flujo
J_M	flujo de dispersión mecánica

K	conductividad hidráulica
K'_0	coeficiente de presión de tierras en reposo
K_d	coeficiente de distribución
K_f	coeficiente de distribución en la fractura
L	espesor o distancia
L_e	distancia efectiva de transporte
l	dirección de la coordenada a lo largo de la línea de flujo
N_{FO}	número de Fourier
(N_{PE})	número de Peclet
n	porosidad del suelo
n_b	porosidad del acuífero
n_e	porosidad efectiva
n_f	porosidad de la fractura en el plano del flujo
Q	flujo volumétrico
q	transporte del contaminante en la matriz del material intacto
q_a	caudal de flujo en el acuífero a partir del relleno
q_{in}	caudal de flujo inicial en el acuífero
q_{out}	caudal de flujo de salida a partir del relleno
S	masa de componente químico adsorbido en una unidad de masa de la parte sólida del medio poroso
S_l	dirección a lo largo de la línea del flujo
S_m	concentración en la fase sólida
S_t	dirección ortogonal a la línea del flujo
S_s	expresión de Jacob
(s)	resistencia al corte
T^*	constante de tiempo para un depósito
t	tiempo
u	presión de poro
u_0	presión de poro inicial
v	velocidad del flujo de agua
v_a	velocidad de Darcy vertical en el estrato
v_b	velocidad de salida en la base
v_l	velocidad lineal promedio
v_f	velocidad del agua en las fracturas
v_{in}	velocidad de Darcy horizontal en el acuífero
v_s	velocidad de infiltración
(W)	peso de la dovola
W_1	ancho del relleno

(W_N)	empuje vertical paralelo y normal
(W_T)	empuje tangencial
x	dirección del flujo
α_L	dispersión longitudinal
α_T	dispersión transversal
β	constante empírica
β'	presión de poro en el suelo comprensible
β''	ángulo medio del talud
γ_m, γ	peso total unitario
γ_w	peso unitario del agua
A	área de superficie de las fracturas por unidad de volumen de suelo/roca
$\delta\sigma_1$	mayor esfuerzo principal
$\delta\sigma_3$	menor esfuerzo principal
$\delta\mu$	cambio en exceso de la presión de poro
ε	constante determinada empíricamente
λ	constante de decaimiento para el tipo de contaminante
ρ	densidad seca del suelo
ρ_b	densidad de volumen de masa
(σ)	esfuerzo total
(σ')	esfuerzo efectivo
(σ'_h)	esfuerzo efectivo horizontal
σ'_n	esfuerzo normal efectivo al plano de falla
(σ'_v)	esfuerzo efectivo vertical
τ	factor de lentitud (lentitud de la sustancia en una longitud)
τ_f	resistencia al cortante a lo largo del plano de falla
ϕ_a	aparente ángulo de fricción
ϕ'	ángulo efectivo de la resistencia al cortante
ω	coeficiente empírico

REFERENCIAS

- Agüero Valverde Jonathan y Pujol Mesalles Rosendo, 1999. Análisis de vulnerabilidad a la contaminación de una sección de los acuíferos del Valle Central de Costa Rica. http://www.esri.com/library/userconf/latinproc00/costa_rica/analisis_vulnerabilidad/vulnerabilidad_acuiferoscr.htm
- Aller L., Bennet T., Lehr J.H., Petty R.J., y Hackett G. 1987. DRASTIC: a standardized system for evaluating ground water pollution potencial using hidrogeological settings. U.S. Environmental Protection Agency, Ada, OK, EPA/600/2-87-036,455 p.
- Amigot Iñaki, 1997. Aplicaciones de los Geosintéticos. de Refuerzo. Huesker geosintéticos S.A. <http://www.huesker.com/espana/presse1.html>
- Anderson, M.P.,1979. Using models to simulate the movement of contaminants through groundwater flow systems, Crit. Rev. of the Environ. Controls, CrC, 9(2), 97-156.
- Anderson, M.P.,1984. Movement of contaminants in groundwater: Groundwater transport – advection and dispersion, in Groundwater Contamination, Studies in Geophysics. National Academy Press, Washington, D.C., pp. 37 – 45.
- Arvizu F., José Luis y Martínez L. Ana María. Aprovechamiento de residuos sólidos urbanos enterrados en rellenos para generación de electricidad, análisis de REFERENCIAS, IIE/10/14/3128/I-01/P, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Cuernavaca, marzo de 1991.
- Arvizu F., José Luis, Javier Siqueiros A., Carlos Ramos B. y Juan del Ángel B., Ingeniería de los rellenos sanitarios de residuos sólidos municipales, IIE/01/14/10820/I-01/P, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Cuernavaca, 1997.
- Bear, J., 1972. Dynamics of Fluids in Porous Media. American Elsevier, New York.
- Bear, J., 1979. Hidraulics of Groundwater. Mc Graw-Hill Book Co., New York, N.Y.
- Bear J. and Verruijt, A.,1987. Theory and Applications of Transport in Porous Media, D. Reidel Publ. Co., Dordrech, Holland.
- Bierner, E. and Sasse, T., 1993. Construction and rehabilitation of landfill shafts, in Proceedings Fourth International Landfill Symposium, Calgari, Italy, pp. 451-60.
- Bishop, A. W. 1955. The Use of the Slip Cutings in Normally Consolidated Clays. Geotechnique, 5 (1): 7-17.
- Bishop, A.W., 1971. Shear strength parameters for undisturbed and remolded soil specimens in Stress Strain Behavior of Soils (ed. R.H.G. Parry), G.T. Foulis & Co., Ltd., Henley-on-Thames, Oxfordshire, pp. 3-58.
- Blyth F.G.H. and Freitas M.H., 1989. A Geology for Engineers

Botero E. y Romo M., 1999. Comportamiento Dinámico de Rellenos de Desechos Sólidos Municipales, Informe al Departamento del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Civita M., 1990. Legenda unificata per le carte della vulnerabilità all'inquinamento dei corpi idrici sotterranei/Unified legend for the aquifer pollution vulnerability maps (in italian and English). G.N.D.C.I.-C.N.R. Publ. N. 276, Pitagoras Editrice Bologna, 13 p.

Civita, M.V. y De Maio, M, 1999. Assessing Groundwater cantamination risk using ArcInfo via GRID function, internet site ESRI

Codell, R.B., and D.L. Schreiber. In Press. NCR. Models for evaluating the transport of radionuclides in grounwater. Proc. Symp. Low – Level Radiactive Waste Management. U.S. Geological Survey and National Regulation Commission, Atlanta, Ga.

Collins, H.J., 1993. Impact of temperature inside the landfill on the behaviour of the barrier system. Proceedings Fourth International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 417-32.

COPE F. W., 1987. Design of Waste Containment Structures, Geotechnical Practice for Waste Disposal, Geotechnical Special Publication No. 13, 1-20.

Coulomb, C.A. Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problemes de statique relatif à l'architecture. Mémoires de la mathématique et de physique, présentés à l'Académie Royale des Sciences, par divers savans, et lûs dans sés Assemblées, vol. 7, Année 1773. De L'Imprimerie Royale, Paris, 1776.

Crank, J., 1956. The Mathematics of Diffusion. Oxford University Press, Oxford, 347 pp.

Cuenca Payá Artemio, 1999. Comentarios sobre el Cálculo de Taludes. Laboratorio de Carreteras. Alicante.
http://ingenieriageologica.iespana.es/ingenieriageologica/biblioteca/Taludes_Artemio.Cuenca.pdf

Daniel E. David, 1993. Geotechnical Practice for Waste Disposal.

Deffis Caso Armando, 1989. La basura es la solución

Domenico, P. A., and Robbins, G.A., 1984. A dispersion scale effect in model calibrations and field tracer experiments: J. Hydrol., v. 7, p. 121-132.

Ehrig, H-J., 1989. Leachate quality, in Sanitary Landfilling (eds T.H. Christensen, R. Cossu and R. Stegmann), Academic Press, London, Chapter 4.2.

Ehrig, H-J. and Scheelhaase, T., 1993. Pollution potential and long term behaviour of sanitary landfills, in Proceeding Fourth International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 1204-25.

Estomell, P. & D.E. Daniel, 1992. Hidraulic Conductivity of Three Geosynthetic Clay Liners. Journal of Geotechnical Engineering. 118(10): 1592-1606.

Eurocódigo 8 (Parte 5, Anexo A), 1997. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Autor: AENOR.

Farquar, G.J., 1987. Leachate: production and characterization, in Proceedings Canadian Society of Civil Engineers Centennial Conference, Montreal, pp. 1-25.

Fellenius W., 1918. Kaj-och jordrasen I Göteborg, Stockholm, no. 2.

Fellenius W. Calculations of Stability of Earth Dams. Transactions, 2d Congress on Large Dams, Held in Washington, D.C., 1936, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1938, vol. 4.

Foster e Hirata, 1988. Groundwater occurrence, Overall aquifer class and Depth to groundwater.

Foster, S e Hirata, R., 1991. Determinación del riesgo de contaminación de aguas subterráneas, documento del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), con la OMS y la OPS, Lima, Perú, 81 pp.

Foster et al., 1998: Groundwater in Urban Development, World Bank Technical Paper N° 320.

Freeze, R.A. and Cherry, J.A., 1979. Groundwater, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.

Fried, J.J., 1975. Groundwater Pollution, Elsevier Scientific Publishers. Amsterdam.

Gartung, E., Prushs, H. and Nowark, F., 1993. Measurements on vertical shafts in landfills. Proceedings Fourth International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 461-68.

Gelhar, L. W., Gutjahr, A. L., and Naff, R.L., 1979. Stochastic analysis of macrodispersion in aquifer: Water Resources Res., v. 15, no. 6, p. 1387-1397.

Gobierno del D. F. Dirección General de Servicios Urbanos. Dirección Técnica de Desechos Sólidos. Estudio geotécnico para una planta de selección y recuperación de subproductos. Relleno Sanitario Santa Catarina, Ixtapaluca, Mex. Abril 1993. Proyecto No. 729.

Gobierno del D. F. Dirección General de Servicios Urbanos. Dirección Técnica de Desechos Sólidos. Estudio geotécnico en el interior del sitio de disposición final de desechos sólidos Santa Catarina. Diciembre 1998. Proyecto 21E.

Ham, R.K., Hekimian, K., Ketter, S. et al., 1979. Recovery, Processing and Utilization of Gas from Sanitary Landfills, EPA-600/2-79-001, US Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.

Hanshaw, B.B., 1962. Membrane properties of compacted clays. Ph.D. thesis, Harvard University.

Horton, R., Thompson, M.L. and McBride, J.F., 1985. Estimating transit times of noninteracting pollutants through compacted soil materials, Proc., 11th Ann. Solid Waste Res. Symp., Apr 29-May 1, Cincinnati, Ohio, EPA/600/985/013, 275-82.

Hughes, G.M., Landon, R.A. and Farvolden, R.N., 1971. Hydrogeology of solid waste disposal sites in northeastern Illinois. Report SW-12d, US Environmental Protection Agency. IBERAMRED. Red IberoAmericana sobre Vulnerabilidad de Acuíferos. <http://tierra.rediris.es/iberamred/>

Informe de Prueba con Folio 18065. 10 de Diciembre de 1998. Bufete Químico S.A. de C.V. Gobierno del D. F. Dirección General de Servicios Urbanos. Dirección Técnica de Desechos Sólidos.

International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering and Japanese Geotechnical Society, November 5-8, 1996. Second International Congress on Environmental Geotechnics. Preprint of Special Lectures and State – of – the – Art Report.

Iturbe Argüelles Rosario, 1998. Curso; Control de la Contaminación del agua Subterránea y Subsuelo. UNAM.

Janbu N., 1954. Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters. Cambridge, Massachusetts.

Janbu N., 1957. Earth Pressure and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices, 4th ICSMFEE, vol.2, pp. 207-212.

Jaky J., 1944. The coefficient of earth pressure at rest. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, 355-8.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1974. Fundamentos de la Mecánica de Suelos Tomo 1.

Knox C. Robert, Sabatini A. David, Canter W. Larry, 1993. Subsurface Transport and Fate Processes.

Kreiner Isabel, 2002. TÜV Latinoamericana, S. De R.L. de C.V., Gestión de Residuos Peligrosos. UNAM. Dra. Cristina de Nava y M. En Ing. Cintia Mosler García Editoras. Páginas 302-3.

Lambe, T.W. and Whitman, R.V., 1969. Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., Ney York.

Lanva, A.O. and Clark, J.I., 1990. Geotechnics of waste fill – theory and practice, ASTM STP 1070 (eds A.O. Lanva and G.D. Knowles).

Lau, L. K., Kaufman, W.J., and Todd, D.K., 1957. Studies of Dispersion in a Radial Flow System. Progress report no. 3 of Canal Seepage Research: Dispersion Phenomena in Flow Through Porous Media, I.E.R. Series No. 93, Issue No. 3: Berkeley, Sanitary Eng. Res. Lab., Dept. of Eng. And School of Pub. Health, University of California.

Leonards, G.A., 1962. Engineering properties of soils, Foundation Eng. (ed. G.A. Leonards), McGraw Hill, Ney York, p. 213.

Management of Hazardous Waste Leachate, SW-871 report prepared for U.S. EPA (Environmental Protection Agency) by Shuckrow, Touhill and Associates, Inc., Pittsburgh, Pennsylvania, 1981.

Manual de Diseño Geotécnico. Tomo 1. Editado por COVITUR en 1987.

Mercado, A., 1966. Recharge and mixing test at Yaune 20 well field, Underground Water Storage Study Tech. Report 12, Pub. 611: Tel Aviv, Tahal – Water Planning for Israel Ltd.

Margat, J., 1968. Ground water vulnerability to contamination. BRGM, 68 sgl 198, HYD, Orleans, France.

Molinari, J., and Peaudecerf, P., 1997. Essais conjoints en laboratoire et sur le terrain en vue d' une approche simplifiée de la prévision des propagations de substances miscibles dans les aquifères reals. Symposium on Hydrodynamic Difusión and Dispersion in porous Media, Proc. A.I.R.H., Italy, p. 89-102.

Morgenstern, N. R. and Price V. E., 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surface. Geotechnique, 15 : 79-93.

National Research Council (1993).

Newmark, N.M., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, 15(2), 139-60.

Norma Oficial Mexicana NOM-083-ECOL-1996

Oagata, A., 1970. Theory of dispersion in granular medium. U.S. Geol. Surv. Prof. Paper 411 –I.

Oweis, I., Mills, W., Leung, A. and Scarino, J., 1985. Stability of sanitary landfills, Geotechnical Aspects of Waste Management, Foundation and Soil Mechanics Group, Metropolitan Section, ASCE, New York.

Oweis, I. And Khera, R., 1990. Geotechnology of Waste Management, Butterworth Publishers, London, England.

Patrick A. Domenico and Franklin W. Schwartz, 1990. Physical and Chemical Hydrogeology

Perkins, T.K., and O.C. Johnston, 1963. A review of diffusion and dispersion in porous media. J. Soc. Petrol. Eng., 3, pp. 70 – 83.

Peyton, G.R., Gibb, J.P., LeFavre, M.H., Ritchey, J.D., Burch, S.L. and Barcelona, M.J., 1986. Effective porosity of geologic materials, Land disposal, remedial action, incineration, and treatment of hazardous waste, Proc., 12th Ann. Res. Symp., Cincinnati, Ohio, Epa/600/9-86/022, 21-8.

Pfannkuch, H. O., 1962. Contribution a l'étude des déplacement de fluides miscible dans un milieu poreux. Rev. Inst. Fr. Petrol., v. 18, no. 2, p. 215 – 270.

Pickens, J.F. and Grisak, G.E., 1981. Scale – dependent dispersion in a atratified granular aquifer, Water Resources Res., 17(4), 1151 – 211.

Poran, C.J. and Ali, F.A., 1989. Properties of solid waste incinerator fly ash, *J. Geotech. Eng., ASCE*, 115(5), 1118-33.

Prevalence of Subsurface Migration of Hazardous Chemical Substances at Selected Industrial Waste Land Disposal Sites, EPA/530/Sw-634 report prepared for U.S. EPA by Geraghty and Miller, Inc., 1977.

Proctor modificado. ASTM D698-70 y ASTM D1557-70.

Renta A. Erik. Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina. Elaborada para: Ministerio de Energía y Minas. Dirección General de Asuntos Ambientales. Lima 41, Perú. Shepherd Miller, Inc. 3801 Automation Way, Suite 100. Fort Collins, CO 80525 - EE.UU. (1) 970 223-9600. Agosto de 1997. <http://www.mem.gob.pe/wrmem/legisla/aa/guiaestabilidad.pdf>

Robinson, R.A., and R.H. Stokes, 1965. *Electrolyte Solutions*, 2nd ed. Butterworth, London.

Rowe, R.K. and Booker, J.R., 1985. 1-D pollutant migration in soils of finite depth. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, GTA, pp.13-42.

Rowe, R.K., 1987. Pollutant transport through barriers, *Geotech, Practice for Waste Disposal, ASCE special publications No. 13*, (ed. R.D. Woods), 159 – 81.

Rowe, R.K. and Booker, J.R., 1987. An efficient analysis of pollutant migration through soil, Chapter 2 in the book *Numerical Methods for Transient and Coupled Systems*. Eds. Lewis, Hinton, Battess and Schrefler. John Wiley & Sons., pp.13-42.

Rowe, R.K. and Booker, J.R., 1991a. Modelling of 2D contaminant migration in a layered and fractured zone beneath landfills. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(3), 338-52.

Rowe, R.K. and Booker, J.R., 1991b. Pollutant migration through a liner underlain by fractured soil. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 118, No.7, pp. 1031-1046.

Rowe, R.K., Booker J.R. and M.J. Fraser, 1994. POLLUTEv6.3 and POLLUTE-GUI. User's Guide.

Rowe, R.K., Quigley, R.M., and Booker, J.H., 1994. *Clayey Barriers for Waste Disposal Facilities*. E & F N Spon, England.

Sabatini, D.A. and T.A. Austin, 1990. Adsorption, Desorption and Transport of Pesticides in Groundwater; a Critical Review *J. Irring. Drainage Div. – ASCE* 116(1): 3-15.

Sarma, S.K. , 1973. Stability análisis of embankments and slopes. *Geotechnique*, 23(3): 423-433.

Schoenberger, R.J. and Fungaroli, A.A., 1971. Incinerator residue – fill site investigation, *J. SMFD, ASCE*, 97(10), 1431-43.

Shackelford, C.D., and David E. Daniel 1988. Disposal barriers that release contaminants only by molecular diffusion, *Nuclear and Chemical Waste Management*, 8 299-305.

- Shackelford, C.D., 1989. Diffusion of contaminants through waste containment barriers, Transportation Research Record 1219, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 169-82.
- Shackelford, C.D. and Daniel, D.E., 1991. Diffusion in saturated soil: I. Background, ASCE J. Geotech Eng., 117(3), 467-84.
- Siegel, A.R., Robertson, J.R. and Anderson, D.G., 1990. Slope stability investigation at a landfill in Southern California, Geotechnics of Waste Fill – Theory and Practice, ASTM STP 1070 (eds A.O. Landva and G.D. Knowles), Am. Soc. For Testing and Materials.
- Skempton, A.W., 1954. The pore-pressure coefficients A and B. Geotechnique, 4. 143-7.
- Spencer E., 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slices forces. Geotechnique, 17(1): 11-26.
- Stoll, O.W., 1971. Mechanical properties of milled refuse, ASCE National Water Resources Engineering Meeting, Phoenix, Arizona, January 11-15.
- Sudicky, E. A., Cherry, J.A., and Frind, E. O., 1983. Migration of contaminants in ground water at a landfill: A case study: J. Hydrol., v. 63, p. 81-108.
- Sudicky, E. A., 1986. A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer: Spatial variability of hydraulic conductivity and its role in the dispersion process: Water Resources Res., v. 22, no. 13, p. 2069-2082.
- Takasumi, D.L., Green, K.R. and Holtz, R.D., 1991. Soil geosynthetics interface strength characteristics: a review of state - of - the - art testing procedures, Geosynthetics '91, Industrial Fabrics Assoc. Int., St. Paul, Minnesota, 1, 87-100.
- Tchobanoglous George, Theisen Hilary, Vigil A. Samuel, 1994. Gestión Integral de Residuos Sólidos. Volumen 1.
- Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics, New York, John Wiley and Sons, Inc.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B., 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley, N.D. and Sons, Inc., New York.
- Valocchi, A. J., 1985. Validity of the local equilibrium assumption for modeling sorbing solute transport through homogeneous soil: Water Resources Res., v. 21, p. 808-820
- Williams, N.D. and Houlihan, M.F., 1987. Evaluation of interface friction properties between geosynthetics and soils, Geosynthetics '87, Industrial Fabrics Assoc. Int., St. Paul, Minnesota, 2, 616-27.
- VRÁNA, M. 1984. «Methodology for construction of groundwater protection maps. (Lecture for UNESCO/UNEP Project PLCE-3/29, Moscow, Sept. 1981)» published in *Hydrogeological Principles of Groundwater Protection*, E.A. Kozlovsky, Editor in Chief, Moscow : UNESCO/UNEP, 1984, vol. 1, p. 147-149.
- Weber, W.J., Jr., 1972. Physiochemical Process for Water Quality Control. New York; John Wiley & Sons, Inc.

Weber, W.J., Jr., P.M. Mc Ginley, and L.E. Katz, 1991. Sorption Phenomena in Subsurface Systems; Concepts, Models and Effects on Contaminant Fate and Transport Water Reg. (Vol. 25), pp 499-528.

Whitlow Roy, 1994. Basic Soil Mechanics, 2nd. ed. Longman Group Limited, London.

Wilson Albert, R., 1991. Environmental Risk: Identification and management, Lewis Publisher Inc.

Zehnder, A.J.B., 1978. Ecology of methane formation, in water Pollution Microbiology, Vol. 2(ed. R. Mitchell), John Wiley, New York, pp. 349-76.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN