

002209

6
24.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

97 FEB 15 AM 9 50
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

DE ACATLÁN
ESTUDIOS PROFESIONALES
Y PARTICIPACIÓN

CRITERIOS GEOTECNICOS EN EL DISEÑO DE
REVESTIMIENTOS CON ARCILLA O MATERIALES
SINTETICOS PARA CONTROL DE
CONTAMINANTES

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
R A F A E L C A S T R O R I O S

ASESORES: DR. VENANCIO TRUEBA LOPEZ
ING. FRANCISCO ANZURES ROSAS

NAUCALPAN, EDO. DE MEX.,

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

El presente trabajo se realizó en el Departamento de Ingeniería Civil del Instituto de Investigaciones Eléctricas (I.I.E.), bajo la asesoría del Dr. Venancio Trueba López.



**INSTITUTO DE
INVESTIGACIONES
ELECTRICAS**

AGRADECIMIENTOS:

Al Dr. Venancio Trueba López por su invaluable apoyo y orientación

**al Departamento de Ingeniería Civil del Instituto de Investigaciones
Eléctricas (IIE) por las facilidades brindadas**

a Jorge López del Instituto de Ingeniería de la UNAM

DEDICATORIA:

- Elvira Rios Leal - Gonzalo Castro Guanche - Carmelita y Luis - Gonzalito y Gaby - Rocío y Abelardo - Ana Lú y Parménides - Angelica - Tita Rios Leal - Lilla Sánchez Silva - Mario Barrón Navarrete - Isabel Mercado Archilla - Carmina Martínez Solórzano y familia - Gabriela Aguilar López - Adolfo Santana Huerta - David Valverde Fuerte - Angeles García Castillo - Luis García Osorio - Arturo Velasco Hernández - Juan Carlos Vega Guerrero - Verónica Hernández - Humberto Nuñez Gómez - Arturo Flores Melgoza - Karla Ochoa Rodríguez - Víctor Díaz Nava - Omar Picaso Bonilla - Adriana Nieto Díaz - Carlos Aceves Gaona - Fernando Peña Mondragón - Fernando Palomares Vudoyra - Isaac Bonola - Oscar González Cervantes - Jaime García Espejel - Angeles Hernández - Lupita González - Ubaldo Pineda Sánchez - Evelin Martínez - Angeles Hernández - Claudia (la de los mugrosos) - Lucy y Adriana del II - Enrique Acosta - Dr. Venancio Trueba - Marcos Morales - René Juárez - Gustavo y Diego de Cd. Obregón - Elvira Rios Leal - Gonzalo Castro Guanche - Carmelita y Luis - Gonzalito y Gaby - Rocío y Abelardo - Ana Lú y Parménides - Angelica - Tita Rios Leal - Lilla Sánchez Silva - Mario Barrón Navarrete - Isabel Mercado Archilla - Carmina Martínez Solórzano y familia - Gabriela Aguilar López - Adolfo Santana Huerta - David Valverde Fuerte - Angeles García Castillo - Luis García Osorio - Arturo Velasco Hernández - Juan Carlos Vega Guerrero - Verónica Hernández - Humberto Nuñez Gómez - Arturo Flores Melgoza - Karla Ochoa Rodríguez - Víctor Díaz Nava - Omar Picaso Bonilla - Adriana Nieto Díaz - Carlos Aceves Gaona - Fernando Peña Mondragón - Fernando Palomares Vudoyra - Isaac Bonola - Oscar González Cervantes - Jaime García Espejel - Angeles Hernández - Lupita González - Ubaldo Pineda Sánchez - Evelin Martínez - Angeles Hernández - Claudia (la de los mugrosos) - Lucy y Adriana del II - Enrique Acosta - Dr. Venancio Trueba - Marcos Morales - René Juárez - Gustavo y Diego de Cd. Obregón - Elvira Rios Leal - Gonzalo Castro Guanche - Carmelita y Luis - Gonzalito y Gaby - Rocío y Abelardo - Ana Lú y Parménides - Angelica - Tita Rios Leal - Lilla Sánchez Silva - Mario Barrón Navarrete - Isabel Mercado Archilla - Carmina Martínez Solórzano y familia - Gabriela Aguilar López - Adolfo Santana Huerta - David Valverde Fuerte - Angeles García Castillo - Luis García Osorio - Arturo Velasco Hernández - Juan Carlos Vega Guerrero - Verónica Hernández - Humberto Nuñez Gómez - Arturo Flores Melgoza - Karla Ochoa Rodríguez - Víctor Díaz Nava - Omar Picaso Bonilla - Adriana Nieto Díaz - Carlos Aceves Gaona - Fernando Peña Mondragón - Fernando Palomares Vudoyra - Isaac Bonola - Oscar González Cervantes - Jaime García Espejel - Angeles Hernández - Lupita González - Ubaldo Pineda Sánchez - Evelin Martínez - Angeles Hernández - Claudia (la de los mugrosos) - Lucy y Adriana del II - Enrique Acosta - Dr. Venancio

Introducción	6
Objetivo General	10
Metodología	11
Capítulo I Condiciones de Proyecto	
1.1 Caracterización de contaminantes	13
1.1.1 Desechos municipales	14
1.1.2 Desechos industriales peligrosos	14
1.1.2.a Desechos incompatibles	15
1.1.3 Residuos peligrosos biológico-infecciosos	15
1.2 Posibles efectos de los residuos peligrosos en la salud	16
1.3 Alternativas tecnológicas para el control de desechos	16
1.4 Disposición final de desechos	17
1.4.1 Disposición de desechos líquidos	17
1.4.2 Disposición de desechos sólidos	17
1.5 Geotecnia del sitio de disposición	18
1.6 Tipos de revestimiento	19
Referencias	21
Anexo I-a	
Requisitos para los Sitios de Disposición Final de Desechos Según las Normas Oficiales Mexicanas	22
I-a.1 Requisitos de los sitios destinados a relleno sanitario para la disposición final de residuos sólidos municipales	22
I-a.2 Requisitos de los sitios destinados al confinamiento controlado de residuos peligrosos, excepto radiactivos	23
I-a.3 Requisitos de los sitios destinados para la construcción de celdas para la disposición final de residuos peligrosos biológico-infecciosos	24
Capítulo II Mecanismos de Transporte de Contaminantes	
II.1 Ley de Darcy	27
II.1.1 Conductividad hidráulica, k	29
II.1.1.a Isotropía y anisotropía	30
II.1.1.b Homogeneidad y heterogeneidad	30

II.1.2 Carga hidráulica, h	31
II.2 Configuración hidroológica del subsuelo	33
II.3 Tipos de unidades geohidrológicas	36
II.3.1 Acuífero libre, acuífero confinado y acuífero semiconfinado	37
II.4 Velocidad de infiltración	39
II.4.1 Migración de líquidos insolubles o parcialmente solubles en agua	41
II.5 Transporte de solutos	42
II.5.1 Transporte por advección	42
II.5.2 Transporte por difusión	43
II.5.3 Transporte por dispersión mecánica	44
II.5.4 Dispersión hidrodinámica	46
II.5.5 Ecuación de transporte de solutos por advección-dispersión	47
II.6 Transporte de solutos reactivos	48
II.6.1 Proceso de sorción	48
II.6.2 Descripción cuantitativa de la adsorción	49
II.6.2.a Equilibrio en sistemas cerrados	49
II.6.2.b Equilibrio del proceso de adsorción	50
II.6.3 Ecuación de transporte por advección-dispersión-sorción	51
II.7 Transporte de solutos en membranas poliméricas	53
II.8 Degradación de compuestos orgánicos	54
II.9 Desintegración radiactiva	54
Referencias	55
Anexo II-a Determinación del coeficiente de difusión, D, y del coeficiente de partición, K	
II-a.1 Pruebas de equilibrio	57
II-a.2 Pruebas de difusión	57
II-a.3 Obtención del coeficiente de difusión efectivo	59
Capítulo III Sistema de Revestimiento con Arcillas	
III.1 Minerales constitutivos de las arcillas	62
III.1.1 La doble capa electrostática	63
III.2 Arcillas compactadas	64

III.2.1 Curva Proctor	64
III.3 Relación permeabilidad-curva Proctor	65
III.3.1 Relación estructura-condiciones de compactación	66
III.3.1.a Humedad de compactación	66
III.3.1.b Grado de saturación	69
III.3.1.c Método de compactación	69
III.3.1.d Energía de compactación	71
III.4 Anisotropía	73
III.5 Efecto de factores ambientales sobre la conductividad hidráulica	74
III.5.1 Deseccación	74
III.5.2 Congelamiento	75
III.6 Efecto de agentes químicos en arcillas	75
III.6.1 Constante dieléctrica de los fluidos permeantes	75
III.6.2 Capacidad de intercambio catiónico del suelo	78
III.6.3 Estabilización de arcillas compactadas contra el ataque de permeantes químicos	80
III.7 Efecto de las condiciones de compactación en la difusión	81
III.7.1 Humedad de compactación	81
III.7.2 Método de compactación	81
Referencias	81
Anexo III-a Métodos para determinar la permeabilidad de las arcillas	
III-a.1 Pruebas de laboratorio	83
III-a.2 Pruebas en campo	87
III-a.3 Métodos indirectos	90
Capítulo IV Geomembranas	
IV.1 Aspectos generales de los materiales poliméricos	93
IV.1.1 Formulaciones de polímeros	95
IV.1.2 Fabricación	96
IV.1.3 Métodos de empalme	96
IV.1.4 Tipos de anclajes	97

IV.2	Conductividad hidráulica, k	98
IV.2.1	Transmisión de vapor de agua (WVT)	
IV.2.2	Transmisión de vapor de solventes	99
IV.3	Degradación de las geomembranas	100
IV.3.1	Degradación por ondas ultravioleta (UV)	100
IV.3.2	Degradación térmica	100
IV.3.3	Degradación radiactiva	100
IV.3.4	Degradación biológica	100
IV.3.4.a	Resistencia al ataque de roedores	100
IV.3.4.b	Resistencia a hongos	101
IV.3.4.c	Resistencia a bacterias	101
IV.3.5	Degradación por agentes químicos	101
IV.4	Propiedades mecánicas de las geomembranas	102
IV.4.1	Resistencia al desgarre	102
IV.4.2	Resistencia al impacto	104
IV.4.3	Resistencia a la perforación	104
IV.4.4	Conducta en las juntas	104
IV.4.5	Fricción en geomembranas	105
	Referencias	105
Capítulo V	Métodos para Cuantificar la Migración de contaminantes	
V.1	Métodos para cuantificar la migración de contaminantes	107
V.1.1	Modelación centrífuga	107
V.1.2	Modelos matemáticos	107
V.2	Consideraciones del modelo de Rowe	109
V.2.1	Descripción del problema	109
V.2.1.a	Consideraciones con respecto a las propiedades de los estratos	109
V.2.1.b	Consideraciones con respecto a la masa de contaminante	110
V.2.1.c	Consideraciones con respecto a la concentración en el estrato permeable	112
V.3	Ecuación gobernante y condiciones de frontera	112

V.4 Solución a la ecuación advección-dispersión-sorción	114
V.4.1 Inversión numérica de la transformada de Laplace	114
V.5 Análisis de resultados	117
V.5.1 Efecto de la altura de lixiviado y de la velocidad base	117
V.5.2 Efecto de la sorción	120
V.5.3 Efecto del espesor del revestimiento	124
V.5.4 Efecto de la velocidad de advección	126
V.6 Aplicaciones del modelo de Rowe	127
Referencias	128
Conclusiones	129
Bibliografía	132

La industrialización es el proceso que por muchos años ha permitido incrementar en gran medida la producción y las utilidades. Este proceso surgió por accidente en la Inglaterra de fines del siglo XVIII, no obstante, parece haber tomado por sorpresa al siglo XX. Los sectores gubernamentales no tuvieron la visión de impulsar un desarrollo industrial limpio, se llenaron de tecnologías sucias y obsoletas desde el punto de vista económico y ambiental. Tampoco tomaron a tiempo medidas para impedir la acumulación y disposición inadecuada de los desechos generados por la industria. La sobrepoblación, el consumismo, el creciente uso de productos desechables, tóxicos y no biodegradables son factores que se suman a este problema.

■ Charta con el tiempo
Profesora: se ignora adónde van 2.5% de desechos peligrosos de maquiladoras
 Aunque en junio, el director de la Secretaría de Medio Ambiente no ha sido enviado a las maquiladoras que se han adaptado, en México para prevenir o minimizar los riesgos ambientales a los efectos negativos que estos tienen sobre la población. El punto de vista es que se ignora la disposición final del 2.5% de los residuos peligrosos que más contaminan.

Fuente: *El Espectador*.

Con el fin de deshacerse de los desechos la industria se ha valido de cualquier medio, los sitios de disposición más comunes han sido las cuencas de ríos, barrancos, patios de empresas, pozos, algunos han sido vertidos al fondo del mar, otros han sido simplemente depositados al aire libre o en basureros improvisados. Debido a estas prácticas, muchos sitios han resultado contaminados y abandonados, años después es necesario realizar complicadas acciones de "remediación".

Un estudio realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas, Geografía e Informática (INEGI) estima que de las 5.3 millones de toneladas de desechos peligrosos que produce México anualmente, sólo 10 por ciento recibe tratamiento y disposición adecuada. En la Zona Metropolitana del Valle de México se concentra alrededor del 45 por ciento de la producción industrial del país. Según el Instituto Nacional de Investigaciones Nucleares, la cantidad de desechos peligrosos generados en el Distrito Federal es de alrededor de 3 millones de toneladas por año; de las cuales más del 95 por ciento, son efluentes procesados o tratados que se arrojan al sistema municipal de drenaje. La parte restante, alrededor de 150 mil toneladas, son desechos sólidos que en su gran mayoría son enviados a los basureros municipales, o bien a basureros ilegales. Además de los desechos que siguen produciéndose en forma cotidiana, existen alrededor de 40 millones de toneladas de desechos peligrosos generados desde los años cuarenta, cuando la industrialización del área se incrementó en forma muy notoria.

Por muchos años los tipos y cantidades de desechos no han sido registrados adecuadamente, así como los sitios de disposición final. Esto obedece principalmente a que:

- Siempre ha habido mayor preocupación por aumentar la producción que por el destino de los desechos generados en los procesos de manufactura.
- Se desconocía el potencial de riesgo de estos desechos, o bien no era admitido por la industria.
- Durante mucho tiempo la opinión pública ha sido excluida de la toma de decisiones.

■ Cuchetas de la CFF

Se hallaron residuos químicos en el bosque de la Primavera

Gerardo Barrera, responsable de la Unidad de Medio Ambiente de la Universidad de Colima, informó que en el bosque de la Primavera, principal pulmón natural de la zona metropolitana, se detectó hace unos días altos niveles de contaminación de la Universidad (CFF) resultó un porcentaje de contaminación.

El profesor Roberto Álvarez Flores precisó que los gases sulfurosos del bosque contaminan una gran cantidad de cultivos y productos químicos, por lo que existe un gran riesgo para la salud de los habitantes de las comunidades aledañas.

Fuente: *El Espectador*.

Otro punto crítico es la franja fronteriza con Estados Unidos, donde se tienen identificadas alrededor de mil 673 empresas generadoras de estos materiales de desecho. De las cuales mil 408 son maquiladoras (84 por ciento) de capital estadounidense y el resto, 265 empresas equivalentes a 16 por ciento, de capital nacional. Según autoridades ambientalistas mexicanas, sesenta y cinco punto tres por ciento de las 1 408 empresas maquiladoras con capital estadounidenses, asentadas en la frontera norte nacional, no han podido demostrar el destino final y legal de sus residuos peligrosos, que ascienden a 16 054 toneladas anuales. El Instituto Nacional de Ecología dio a conocer que actualmente apenas 29.3 por ciento de esas empresas regresan sus desechos a Estados Unidos, 5.4 por ciento los dispone en algún sitio legal de México, pero el resto no ha podido explicar que hace con ellos (El Excelsior Jueves 4 de Abril de 1996).

La falta de tecnología para el monitoreo, las normas ecológicas más elásticas y la facilidad de librar obstáculos con recursos económicos han propiciado las exportaciones ilegales de desechos peligrosos hacia México, donde no se da un seguimiento ni de la frecuencia ni del destino final de los embarques con este tipo de desechos. Según grupos ecologistas, el tráfico ilegal de desechos es 4 veces mayor que tráfico legal. Los mayores riesgos a la población por la disposición ilegal de estos desechos, se concentran en los estados de Baja California, Chihuahua, Tamaulipas y Sonora.

**■ Diagnóstico de comisión ecológica fronteriza
En 94 envió EU a México 36 mil toneladas de desechos peligrosos**

Adoptó 8 acciones. Tratada que una proporción en proporción a la dificultad de dar seguimiento a los embarques, en que la frecuencia de las exportaciones ilegales hacia México es desconocida, al igual que el destino final de los embarques.

Estimó que a pesar de que el transporte de materiales peligrosos constituye un comercio serio, por lo que se ha hecho un respecto a la prevención, con la colaboración con

Fuente: IAGP/Instituto.

Por otra parte, el tráfico internacional de desechos para reciclaje, a pesar de encontrarse dentro del marco legal, también ha contribuido a empeorar el problema. Nada puede ser reciclado en un 100 por ciento y, debido a esto, grandes cantidades de residuos tóxicos derivados del proceso de reciclaje deben ser dispuestos en el país receptor. De esta forma, todo reciclaje involucra alguna forma de depósito final. A menudo los desechos producto del proceso de reciclaje resultan más mortíferos que los importados originalmente. El problema se acentúa, si se toma en cuenta que México no cuenta con sitios adecuados para albergar los residuos.

Cabe comentar que en el caso de desechos peligrosos, sólo existen un sitio de depósito, que según se asegura, reúne las condiciones propicias. El confinamiento de residuos industriales Multiquim, se encuentra en Mina, N. León, lo cual dificulta que las industrias del centro y sur envíen sus desechos debido a la distancia y el costo de transportación implicados. Existe otro confinamiento en Jalisco, propiedad de Ciba-Geigy, y otro en Guadalajara, S.I.P., que se encuentra clausurado desde 1991, debido a irregularidades en su instalación.

■ Masiva eliminación de 72 mil toneladas de desechos en Mina, N.L., el único depósito de residuos peligrosos

Ampliaron 8 acciones. 72 mil toneladas de desechos peligrosos, que entró en el país en el estado de Nuevo Laredo y otros, actualmente se encuentran en 72 mil toneladas anuales. 24 mil toneladas de la capacidad que se tiene, se encuentran en el sitio de confinamiento de desechos en Mina, N. León.

El primer sitio es el de Promoción de la Activación y Protección. El segundo sitio es el de Mina, N. León, que se encuentra en el estado de Nuevo Laredo, con una capacidad de 24 mil toneladas. El tercer sitio es el de Mina, N. León, que se encuentra en el estado de Nuevo Laredo, con una capacidad de 24 mil toneladas.

Fuente: IAGP/Instituto.

El impacto que pueden tener los depósitos de desechos sobre la calidad del agua subterránea depende de la naturaleza del sitio de disposición, del tipo de desechos, de la geohidrología local y en la mayoría de las veces de la naturaleza del revestimiento utilizado. Es evidente la necesidad de estudiar nuevos sitios de disposición que se ubiquen en zonas claves del territorio nacional, a fin de reducir los riesgos y costos de transportación.

Otro de los problemas se refiere a los aspectos constructivos de los confinamientos; en particular, existen controversias significativas en los criterios para la selección del material de revestimiento: ¿arcilla o geosintéticos? y, ¿cuándo conviene combinarlos?. La respuesta puede encontrarse mediante un análisis claro y conciso de los aspectos relevantes del problema a resolver, por una parte, y, por otra, apoyándose en un conocimiento adecuado de las propiedades de ambos materiales considerando que estarán en contacto permanente con fluidos de composición química inusual, esas propiedades van a adquirir una importancia significativa y, en ocasiones predominante en la toma de decisiones. En México, actualmente, el estado de la especialidad de geotécnica que versa sobre el diseño de revestimientos para el control de contaminantes deja entrever que aún se tiene un rezago importante en lo que se refiere a material escrito para apoyo de la ingeniería de proyecto.

**M. Las elaboró el INE
Presentan normas
para el manejo de
residuos sólidos**

El Instituto Nacional de Ecología (INE) presenta dos normas para el manejo de residuos sólidos municipales, con el fin de proteger la infraestructura para una disposición final adecuada y prevenir otros posibles impactos.

La norma 081 establece las condiciones que deben reunir los vertederos destinados para la disposición final de los residuos sólidos municipales, y la norma 084 define los requisitos para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de los rellenos sanitarios.

Enlace al documento:

OBJETIVO GENERAL.

El diseño de revestimientos para contener contaminantes líquidos y sólidos es una tarea fundamental en el campo de la geotecnología ambiental, ya que el revestimiento debe constituir una barrera eficiente a largo plazo, a fin de que se logre el nivel de seguridad requerido contra la migración de contaminantes.

Actualmente el uso de materiales sintéticos, tales como las geomembranas, se considera una solución práctica aceptable y en expansión; esto se debe a que se cree que las geomembranas proporcionan un revestimiento libre de filtraciones, y generalmente se ignoran otros mecanismos de migración debido a gradientes de concentración (difusión), eléctricos y químicos.

En algunos proyectos, la utilización de materiales naturales como las arcillas debe ser analizado en primer lugar, a fin de reducir los costos y/o mejorar el comportamiento del revestimiento.

El espíritu de este trabajo es evaluar conforme a los criterios seguridad-durabilidad los dos materiales más comúnmente utilizados para contener contaminantes, y concentrar la atención a la comprensión geotécnica de las arcillas que pueden utilizarse como una solución económica en la construcción de revestimientos para el control de contaminantes líquidos y sólidos. La caracterización química del contaminante, así como las condiciones geotécnicas del sitio se discuten también en este trabajo, de manera de establecer los requerimientos significativos del proyecto para el diseño de las secciones del revestimiento.

METODOLOGÍA

El establecimiento de criterios de diseño racionales requiere:

- La caracterización de los contaminantes
- La apreciación de las condiciones geológicas locales
- El entendimiento de los mecanismos fundamentales en el transporte de contaminantes incluyendo advección, difusión, reacciones químicas, etc.
- El estudio de las propiedades relevantes de ambos materiales de revestimiento
- Modelos adecuados que puedan ser utilizados para hacer predicciones cuantitativas de la migración de contaminantes

La concurrencia entre el revestimiento de arcilla y el sintético se establecerá por la vía del concepto de seguridad y durabilidad. Se recurrirá al uso de modelos de migración de contaminantes y se evaluarán resultados experimentales con objeto de determinar la influencia de los agentes químicos sobre la estructura mineralógica y sobre las propiedades hidráulicas y mecánicas a largo plazo de las arcillas así como de las geomembranas. Nos interesaremos principalmente al estudio de compatibilidad entre el revestimiento de arcilla y líquido contaminante, que se comparará con los procesos de degradación del material sintético. Las conclusiones del trabajo estarán dirigidas a presentar las bases actuales y propuestas para establecer criterios geotécnicos orientados a la utilización de arcillas, geomembranas o secciones compuestas para formar revestimientos seguros.

CAPITULO I

CONDICIONES DE PROYECTO

I.1 CARACTERIZACIÓN DE CONTAMINANTES

Los desechos sólidos y líquidos pueden clasificarse según su origen en :



Generalmente los desechos industriales son los que se producen en mayor cantidad, seguidos de los desechos municipales y cenizas en plantas de energía. Los desechos peligrosos y radiactivos se producen en menor cantidad, pero su calidad es significativamente más dañina. [Ref. 3]

Koerner, lista los desechos según su peligrosidad de menos a más de la siguiente manera:

- | | |
|--|---------------------------------------|
| 1. Escombros producto de demoliciones | 6. Desechos no tóxicos no tratados |
| 2. Ceniza de plantas de energía | 7. Desechos municipales no tratados |
| 3. Sedimentos producto del tratamiento de aguas residuales | 8. Desechos hospitalarios no tratados |
| 4. Lixiviados en desechos residuales | 9. Desechos cuasi peligrosos |
| 5. Cenizas de desechos incinerados o tratados | 10. Desechos peligrosos |
| | 11. Desechos radiactivos |

A continuación, se detallan los diversos tipos de desechos, indicando sus principales fuentes y características.

1.1.1 Desechos municipales

Son desechos municipales las aguas residuales, todos aquellos residuos sólidos que provienen de actividades que se desarrollan en casas-habitación, sitios de servicios públicos, establecimientos comerciales y de servicios, escombros producto de demoliciones y construcciones, residuos industriales que no se deriven de su proceso (residuos industriales no peligrosos). [Ref. 9]. En el D.F. se recolectan diariamente 12 mil toneladas de este tipo de desechos.

1.1.2 Desechos industriales peligrosos

Los desechos peligrosos incluyen, residuos industriales aislados, mezclados o en solución; los sólidos, líquidos o lodos generados como subproductos de procesos; aceites gastados, resultantes de la limpieza de maquinarias e instalaciones, etc. Asimismo, se consideran residuos peligrosos aquellas materias primas y productos químicos que caducan, se deterioran, se retiran del comercio o dejan de utilizarse; lo cual plantea la existencia de múltiples fuentes generadoras de residuos, eventualmente sujetas a regulación y control. Estos residuos están considerados como un peligro potencial para la salud humana, los bienes y el ambiente, debido a sus propiedades físico-químicas y toxicológicas. Según datos de 1995, en México se producen 7 millones de toneladas de residuos peligrosos anualmente, y con la infraestructura actual, sólo pueden ser dispuestos adecuadamente 10% de éstos.

Según las normas mexicanas se consideran peligrosos los residuos que presentan una o más de las siguientes características:

- **Corrosividad:** Se considera que una sustancia es corrosiva cuando es capaz de degradar químicamente a los materiales con los que entra en contacto. Se considera peligrosa una sustancia corrosiva cuando en estado líquido o en solución acuosa presenta un pH menor o igual a 2.0 o mayor de 12.0; o bien, a una temperatura de 55 °C es capaz de corroer acero al carbón a una velocidad de 6.35 mm/año.
- **Reactividad:** Una sustancia reactiva es aquella que al entrar en contacto con aire o agua, o a causa de un movimiento, sufre cambios químicos y físicos que pueden estar acompañados por la liberación repentina de energía. Esta liberación puede ir desde la ebullicencia hasta una explosión violenta. Se considera peligrosa cuando se combina o polimeriza violentamente sin detonación, cuando al ponerse en contacto con agua o soluciones de pH ácido y básico, reacciona violentamente formando gases, vapores o humos; cuando posee en su constitución sustancias que cuando se exponen a condiciones de pH entre 2.0 y 12.5 pueden generar gases tóxicos en cantidades suficientes para provocar desequilibrio ecológico.
- **Inflamabilidad:** La inflamabilidad de un material tiene que ver con su grado de susceptibilidad para arder, al aumentar su temperatura. Las sustancias más inflamables son líquidos con punto de ignición por debajo de 60°C. La temperatura de ignición es la temperatura más baja a la que un material emite vapores inflamables en cantidad suficiente para incendiarse en presencia del aire, ante cualquier fuente de ignición. Se consideran residuos peligrosos por inflamabilidad, cuando en solución acuosa contiene más de 24% de alcohol en volumen; cuando el material es líquido y tiene un punto de ignición menor a

60°C; o bien, cuando no es líquido, pero es capaz de provocar fuego por fricción, absorción de humedad o cambios químicos espontáneos

- **Explosividad:** Las sustancias explosivas son aquellas que de manera espontánea o por una reacción química pueden desprender gases a una temperatura, presión y velocidad tales que causen daño a los alrededores. Un residuo se considera peligroso por su explosividad cuando tiene una constante de explosividad igual o mayor a la del dinitrobenzeno, cuando es capaz de producir una reacción detonante o explosiva
- **Toxicidad:** Se define como tóxico, toda sustancia o residuo para el cual se ha encontrado que la exposición de seres humanos, incluso en dosis bajas es fatal, o bien, que al ser inhalado, ingerido o al ingresar al organismo a través de la piel puede provocar efectos agudos o crónicos, incluyendo el cáncer. Los residuos peligrosos por su toxicidad se encuentran enlistados en la norma oficial NOM-CRP-002/93.

1.1.2.a Desechos incompatibles

Esta denominación se refiere a que algunos desechos tienen componentes químicamente activos, que al contacto con otro desecho aparentemente neutralizado, pueden producir efectos adversos en la salud y en el medio ambiente [Refs. 4 , 7]. Algunos de estos efectos son:

- Generación de vapor
- Reacción violenta
- Liberación de vapores y gases tóxicos
- Fuego o explosión
- Liberación de sustancias tóxicas en caso de fuego o explosión
- Generación de gases inflamables

1.1.3 Residuos peligrosos biológico-infecciosos

Son aquellos que contienen bacterias, virus u otros microorganismos capaces de causar infecciones, o que contienen toxinas producidas por microorganismos que son nocivos para los seres vivos y el ambiente. Se generan en establecimientos que prestan atención médica, tales como hospitales, consultorios médicos, laboratorios clínicos, laboratorios de producción de materiales biológicos, de enseñanza y de investigación, tanto humanos como veterinarios. Estos residuos comprenden cultivos y cepas, órganos o tejidos de pacientes, sangre humana o productos sanguíneos, objetos punzo cortantes utilizados en tratamientos médicos, residuos biológicos y materiales contaminados con fluidos producto de secreciones de seres humanos o animales que padecen enfermedades contagiosas [Ref. 10]. En el país se generan diariamente 550 toneladas de este tipo de desechos.

1.2 POSIBLES EFECTOS DE LOS RESIDUOS PELIGROSOS EN LA SALUD

Los residuos peligrosos, o bien los gases tóxicos que se desprenden de éstos, pueden ingresar al organismo, ya sea vía respiratoria (inhalación), tegumentaria (absorción a través de la piel y las mucosas), por vía gastrointestinal (ingestión) [Ref. 6]. Los efectos que pueden tener sobre el organismo son:

- Afecciones del aparato respiratorio, que van desde irritación e infección de las vías aéreas, hasta quemaduras y edemas pulmonares por exposición a sustancias corrosivas o reactivas.
- Afecciones de sistema cardiovascular debido a la formación de depósitos de colesterol, lo que dificulta la circulación y aumenta el riesgo de ataques cardíacos.
- Afecciones sanguíneas, debido a la exposición a ciertas sustancias como monóxido de carbono, cloruro de vinilo y tolueno, puede producirse anemia aguda o crónica y en algunos casos leucemia.
- Afecciones hepáticas, sustancias como el tetracloruro de carbono o el tetracloroetano pueden ocasionar daño hepático y ser causa de cirrosis.
- Afecciones del sistema nervioso por exposición a éteres y alcoholes; también los gases asfixiantes o monóxido de carbono pueden ocasionar daños por privación de oxígeno al cerebro. También afectan la función nerviosa los plaguicidas, el plomo y el arsénico.
- Afecciones de la piel, que van desde alergias hasta cáncer de piel.
- Desarrollo de cáncer, se han identificado treinta agentes capaces de inducir cáncer, entre ellos aminas, arsénico, asbesto y benceno.
- Efectos genotóxicos, diversas sustancias han mostrado tener capacidad de interactuar con el material genético de las células, provocando mutaciones que pueden favorecer el desarrollo de cáncer, padecimientos hereditarios y envejecimiento prematuro.
- Enfermedades infecciosas por exposición a residuos biológico-infecciosos.

1.3 ALTERNATIVAS TECNOLÓGICAS PARA EL CONTROL DE DESECHOS

Estas alternativas pueden agruparse en tres rubros:

- a) Las que persiguen reducir su generación: Estas comprenden acciones tales como la modificación de procesos y la sustitución de productos con el fin de reducir al máximo la generación de residuos en la fuente. Además incluye la recuperación, el reciclaje, y la separación de los residuos peligrosos de los no peligrosos desde la fuente.
- b) Las enfocadas a disminuir su peligrosidad: Estas consisten en el tratamiento y detoxificación de los residuos peligrosos por tratamiento térmico, biológico o químico.

- c) Las enfocadas a la disposición final de los desechos: Los materiales resultantes del tratamiento de los residuos peligrosos, así como los que pueden ser eliminados sin tratamiento previo de detoxificación deben ser dispuestos en confinamientos seguros [Ref. 6].

1.4 DISPOSICIÓN FINAL DE DESECHOS

1.4.1 Disposición de desechos líquidos

Las aguas residuales y los desechos líquidos industriales deben ser sometidos a tratamientos como la sedimentación de sólidos, oxidación biológica, coagulación química y precipitación. Después del tratamiento, estas aguas pueden ser descargadas en cuerpos de agua tales como lagos o ríos, mientras que los residuos sólidos resultantes del tratamiento, deben ser confinados.

Para almacenar líquidos antes, durante y después del tratamiento, se requieren estanques y lagunas, que deben contar con revestimientos adecuados.

1.4.2 Disposición de desechos sólidos

Los desechos sólidos se disponen de la siguiente forma:

- **Desechos municipales.** El relleno sanitario es el método más seguro y económico para la disposición final de los residuos sólidos municipales, además de alojar los desechos mencionados en el punto 1.1.1, sirve para la disposición residuos industriales y hospitalarios no peligrosos. Cabe mencionar que, mientras que los desechos peligrosos que van a confinarse deben ser sólidos, haber sido sometidos a un tratamiento previo (neutralizados, esterilizados, incinerados, y en su caso envasados); los desechos municipales no son controlados en cuanto a su estado (en ocasiones presentan un gran contenido líquido), y por lo general son más propicios para la lixiviación.
- **Desechos peligrosos.** Los desechos considerados peligrosos según las normas, son dispuestos en confinamientos controlados, los cuales están conformados por celdas de confinamiento, que son espacios para la disposición final de residuos peligrosos compatibles, celdas de tratamiento para reducir la peligrosidad y el volumen de los residuos, así como para disminuir el riesgo de fuga de contaminantes. Los desechos incompatibles deben depositarse en celdas separadas. Sólo pueden depositarse residuos explosivos o inflamables estabilizados; así mismo, los residuos reactivos deben ser neutralizados, y los líquidos o lodos deben ser deshidratados, solidificados y neutralizados.
- **Desechos biológico-infecciosos.** Al igual que los residuos peligrosos, los desechos biológicos deben ser sometidos a tratamientos para disminuir su peligrosidad; en este

caso los tratamientos son la esterilización y la incineración. Estos desechos deben ser depositados en celdas especiales.

1.5 GEOTECNIA DEL SITIO DE DISPOSICIÓN

Para la elección del sitio se requiere un estudio geotécnico para la obtención de datos acerca de :

- **Litología:** que es la determinación de la naturaleza de los materiales, tipo de suelo o roca (clasificación, composición, textura, estructura, porosidad, permeabilidad)
- **Estratigrafía:** es la determinación de las distintas unidades litológicas, espesores, distribución, posición en la secuencia de estas unidades.
- **Discontinuidades:** después de la naturaleza de los materiales, el conocimiento de discontinuidades (fallas, fracturas, tipo de juntas) se puede considerar entre los más importantes para determinar el comportamiento de un suelo. Es necesario conocer las características del material en la zona de falla.
- **Geomorfología:** se refiere a la topografía, karsticidad. En el caso de lagunas es importante determinar la capacidad de almacenamiento.
- **Hidrología superficial:** es necesario conocer el flujo de agua en la superficie del terreno, por los problemas destructivos que puede ocasionar
- **Geohidrología:** es imprescindible conocer la profundidad y características de los mantos acuíferos para evitar cualquier posibilidad de contaminación.
- **Geodinámica interna:** corresponde a los datos de aquellos agentes internos modificadores del medio ambiente como la sismicidad.
- **Geodinámica externa:** corresponde a los datos de aquellos agentes externos modificadores del medio ambiente como los vientos, precipitaciones, evaporación.

Para decidir la ubicación óptima de un depósito de desechos es necesario considerar además, las zonas generadoras de los residuos peligrosos. Se deben tomar en cuenta las relaciones costo - distancia y riesgo - distancia. La primera se refiere a que a mayor distancia los costos aumentan; la otra relación se refiere a que a mayor distancia, mayor riesgo de accidente. Las zonas con climas secos, de escasa precipitación, donde no existan corrientes superficiales de importancia y de escasa densidad demográfica son los más apropiados para la ubicación de confinamientos controlados.

Sin duda, en el D.F. y municipios adyacentes del Estado de México, se encuentra la zona industrial más importante y de mayor densidad de población del país, es por esto que debe contarse con confinamientos de desechos industriales, peligrosos y hospitalarios dentro del Valle de México. Según un estudio somero realizado en 1992, [Ref. 4], reveló que dentro de la Cuenca del Valle de México las zonas más factibles para la construcción de este tipo de confinamientos son:

- Pachuca. Es una zona hidrográfica semiseca, con una precipitación media de 520 mm anuales, presenta pocos manantiales, fuentes superficiales escasas y de gasto reducido. El aprovechamiento de agua es a través de pozos. Su densidad poblacional es baja.
- Teotihuacán. Es una zona semiseca, con 612 mm de precipitación media anual, con escasas y reducidas corrientes superficiales; no obstante, presenta manantiales de agua potable en las cercanías del pueblo de San Juan Teotihuacán. Es una zona factible para la instalación de un confinamiento, aunque debe estudiarse detenidamente el crecimiento poblacional.
- Apan, Tlaxcala. Presenta una precipitación media anual de 692 mm y un volumen infiltrado de 71.994 millones de m³, presenta escasas corrientes de reducido caudal estacional; no se conocen manantiales, sus captaciones son a base de pozos, generalmente profundos. Esta zona resulta factible, aunque se requiere estudiar cuidadosamente la topografía, los cauces secos de barrancas y la geohidrología local para no afectar acuíferos.
- Tocha. Enclavada entre los estados de Tlaxcala e Hidalgo, presenta como toda la zona, ríos estacionales de gasto reducido, tiene una precipitación media de 693 mm anuales, se localizan pocos manantiales de caudal reducido.

Fuera de la cuenca del Valle de México, hay varios lugares que deben estudiarse, entre ellos, la parte sur de los estados de Querétaro y San Luis Potosí, la parte Noreste del estado de Hidalgo (conocida como el Valle del Mezquital).

1.6 TIPOS DE REVESTIMIENTO

Dependiendo de los requerimientos ambientales y de la naturaleza del lixiviado, los revestimientos pueden ser diseñados para: contención permanente de fluidos, almacenamiento temporal antes de su reciclaje en una planta de tratamiento de líquidos contaminantes, o para permitir la migración controlada de lixiviados no tóxicos.

- Sistemas de revestimiento que previenen la migración (control pasivo). Los sistemas de este tipo generalmente se construyen en secciones con recubrimientos de baja permeabilidad encima de los desechos, para evitar en lo posible la infiltración de agua de lluvia. Cuentan también, con revestimientos de baja permeabilidad y tuberías para la

recolección del lixiviado, de modo que puede ser llevado a una planta de tratamiento. Los materiales más comúnmente utilizados son los materiales poliméricos conocidos como geosintéticos (geomembranas, geotextiles, etc.), y las arcillas naturales. [Refs. 3 , 5]

- Sistemas de revestimiento de migración controlada (control activo). En ocasiones no es conveniente evitar por completo la migración de contaminantes, ya que tal contención resulta excesivamente costosa y se requiere un compromiso a largo plazo para asegurar su buen funcionamiento. Más bien, el objetivo del diseño de un sistema de este tipo es el desarrollo de un sistema que limite la concentración de contaminantes en el agua subterránea dentro de niveles aceptables. Ocasionalmente, las condiciones geológicas son tales que el estrato de arcilla natural en el cual se ubicará el depósito es suficiente para limitar la migración de contaminantes. Sin embargo es más frecuente que el suelo natural no sea una adecuada barrera para la contaminación y entonces es necesario construir un sistema de revestimiento. Este sistema puede consistir de dos o más estratos de suelo arcilloso, con o sin geosintéticos. [Refs. 3 , 5]

Un revestimiento debe tener una cimentación tal que:

- 1) No sufra asentamientos debido al peso del revestimiento y su contenido.
- 2) No sufra flexión excesiva durante su construcción.
- 3) Que sea estable en caso de ubicarse en pendiente.
- 4) Que no esté expuesta a presiones excesivas del agua subterránea. [Ref. 9]

Es necesario recordar que existen suelos que son inestables en presencia de flujo, aún cuando se presenten como estables en condición exenta de flujo.

En la selección del sitio para un depósito de desechos líquidos debe considerarse el volumen a almacenar y el área disponible. Cuando el área disponible es pequeña, se requieren depósitos de mayor profundidad [Refs. 3 , 4], lo cual puede traer problemas adicionales tales como la dificultad de estabilizar el fondo y los lados de la excavación, la presencia del nivel freático, la presencia de condiciones inadecuadas del subsuelo, la presencia de estratos rocosos, problemas de disposición del suelo excavado y altos costos de construcción.

Referencias

- [1] FETTER C. W. 1993. Contaminant Hydrogeology. Mcmillan Publishing Company. New York, U.S.A.
- [2] FOLKES, DAVID J. 1982. Fifth Canadian Geotechnical Colloquium: Control of contaminant migration by the use of liners. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 19: 320-344.
- [3] KOERNER, ROBERT. M. 1994. Designing with geosynthetics Prentice Hall. Englewood Cliffs, N. Jersey.
- [4] MORALES y MONROY, y SANCHEZ, J. M. 1990. Disposición de rellenos industriales.
- [5] ROWE, R. K. 1984. The analysis of pollutant migration in a non-homogeneous soil. Géotechnique. Vol 34 (4): 601-612.
- [6] GACETA ECOLOGICA DE SEDUE. No. 1 (1990).
- [7] NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-CRP-001-ECOL/1993. Características de los residuos peligrosos y el listado de los mismos. Diario Oficial de la Federación.
- [8] NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-CRP-004-ECOL/1993. Requisitos que deben reunir los sitios destinados al confinamiento controlado de residuos peligrosos, excepto los radiactivos.
- [9] PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-083-ECOL-1994. Condiciones que deben reunir los sitios destinados a relleno sanitario para la disposición final de los residuos sólidos municipales.
- [10] PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-087-ECOL-1994. Requisitos para la clasificación, separación, envasado, almacenamiento, recolección, transporte, tratamiento, y disposición final de residuos peligrosos biológico-infecciosos.
- [11] ANTEPROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-CRP-004-ECOL/1994. Requisitos para la impermeabilización de celdas de los confinamientos controlados para los residuos peligrosos.

ANEXO I-a**REQUISITOS PARA LOS SITIOS DE DISPOSICIÓN FINAL DE DESECHOS
SEGÚN LAS NORMAS OFICIALES MEXICANAS****I-a.1 Aspectos hidrológicos, geológicos e hidrogeológicos de los sitios destinados a relleno sanitario para la disposición final de residuos sólidos municipales. (Según NOM-083-ECOL-1996).****Aspectos generales**

- No se deben ubicar los sitios dentro de áreas naturales protegidas.
- Los sitios deben respetar los derechos de vía de obras públicas federales como autopistas, ferrocarriles y caminos primarios, redes de conducción eléctrica, gasoductos, oleoductos y poliductos, redes de comunicación, acueductos y canales.
- Los sitios deben estar ubicados a una distancia mínima de 1500 m a partir de límite de la traza urbana de la población, así como de poblaciones de hasta 2500 habitantes. En caso de no cumplirse esta restricción, se debe demostrar que no existirá afectación alguna a dichos centros de población.

Aspectos hidrológicos

- Se debe localizar fuera de zonas de inundación con períodos de retorno de 100 años. En caso de no cumplir lo anterior, se debe demostrar que no exista la obstrucción del flujo en el área de inundación o posibilidad de deslaves que provoquen arrastre de los residuos sólidos.
- Se debe localizar fuera de zonas donde los taludes sean inestables.
- El sitio de disposición no se debe ubicar en zonas de pantanos, marismas y similares.
- La distancia de ubicación del sitio, con respecto a cuerpos de agua superficiales con caudal continuo, debe ser 1000 m y contar con una zona de amortiguamiento tal que pueda retener el caudal de la precipitación máxima presentada en los últimos 10 años en la cuenca.

Aspectos geológicos

- Debe estar a una distancia mínima de 60 m de una falla activa que incluya desplazamiento en un periodo de tiempo de un millón de años.
- Se debe localizar fuera de zonas donde los taludes sean inestables.
- Se deben evitar zonas donde existan o se puedan generar asentamientos diferenciales que lleven a fallas o fracturas del terreno, que incrementen el riesgo de contaminación del acuífero.

Aspectos hidrogeológicos

- En caso de que el sitio se encuentre sobre materiales fracturados, se debe garantizar que no exista conexión con los acuíferos de forma natural y que el factor de tránsito de la infiltración sea $< 3 \times 10^{-9} \text{ seg}^{-1}$.
- La distancia mínima del sitio a pozos de extracción de agua para uso doméstico, industrial, riego y ganadero, debe estar a una distancia de la proyección horizontal por lo menos de 100 m de la mayor circunferencia del cono de abatimiento.
- Se deben realizar estudios hidrogeológicos, considerando las siguientes etapas: evidencias y uso del agua subterránea, identificación del tipo de acuífero, determinación de parámetros hidráulicos de las unidades geohidrológicas, análisis del sistema de flujo y evaluación del potencial de contaminación.

Consideraciones de selección

- En caso de que exista una probable contaminación a cuerpos de agua superficial y subterránea, se debe recurrir a soluciones mediante obras de ingeniería.

I-a.2 Aspectos hidrológicos, geológicos e hidrogeológicos de los sitios destinados al confinamiento controlado y a la instalación de centros integrales para el manejo de residuos peligrosos. (Según NOM-055-ECOL/1996).

Aspectos generales

- No se deben ubicar los sitios dentro de áreas naturales protegidas.
- En el caso de que los sitios se ubiquen próximos a una área natural protegida, debe dejarse una distancia de 2500 m para protección del medio ambiente.
- Los sitios deben estar ubicados a una distancia mínima de 2500 m de zonas de cultivo.
- Los sitios deben estar ubicados a una distancia mínima de 100 m de autopistas y caminos primarios.
- Los sitios deben estar ubicados a una distancia mínima de 100 m de redes de conducción eléctrica.
- Los sitios deben estar ubicados a una distancia mínima de 2500 m de gasoductos, oleoductos y poliductos.
- Los sitios deben estar ubicados a una distancia mínima de 100 m de redes de comunicación.
- Los sitios deben estar ubicados a una distancia mínima de 2500 m de acueductos y canales.
- Los sitios deben estar ubicados a una distancia mínima de 5000 m respecto a centros de población.

Aspectos climatológicos e hidrológicos

- Se debe localizar fuera de zonas de inundación con periodos de retorno de 100 años.
- Los sitios no deben ubicarse en zonas de pantanos, marismas y similares.

- El sitio de disposición no se debe ubicar en zonas de pantanos, marismas y similares.
- La distancia de ubicación del sitio con respecto a cuerpos de agua superficiales con caudal continuo, debe ser 1000 m y contar con una zona de amortiguamiento tal que pueda retener el caudal de la precipitación máxima extraordinaria.
- La distancia de ubicación del sitio con respecto a cuerpos de agua superficiales con caudal intermitente, debe ser 200 m y garantizar que no exista afectación a dichos cuerpos de agua.
- Los sitios no deben estar localizados en zonas que por la dirección y velocidad del viento afecten a áreas naturales protegidas y poblaciones.

Aspectos geológicos

- Si los sitios donde se pretenda construir instalaciones como las que precisa esta Norma, se encuentran próximos a una falla, se debe demostrar con estudios cuantitativos que los sitios son seguros desde el punto de vista hidrogeológico y de estabilidad de obras de ingeniería.
- Se debe localizar fuera de zonas donde los taludes sean inestables, como puede ser el caso de decompresión de laderas y deslizamientos del terreno.
- Debe estar a una distancia mínima de 60 m de una falla activa que incluya desplazamiento en un periodo de tiempo de un millón de años.
- Se debe localizar fuera de zonas donde los taludes sean inestables.
- Se deben evitar zonas donde existan o se puedan generar asentamientos diferenciales que lleven a fallas o fracturas del terreno, que incrementen el riesgo de contaminación del acuífero.

Aspectos hidrogeológicos

- En caso de que el sitio se encuentre sobre materiales fracturados, se debe garantizar que no exista conexión con los acuíferos de forma natural y que el factor de tránsito de la infiltración sea $<1 \times 10^{-10} \text{ seg}^{-1}$.
- En caso de que el sitio se encuentre sobre materiales granulares, se debe garantizar que no exista conexión con los acuíferos de forma natural y que el factor de tránsito de la infiltración sea $<1 \times 10^{-10} \text{ seg}^{-1}$.
- La distancia mínima del sitio a pozos de extracción de agua para uso doméstico, industrial, riego y ganadero, debe estar a una distancia de la proyección horizontal por lo menos de 500 m de la mayor circunferencia del cono de abatimiento.
- Se deben realizar estudios hidrogeológicos, considerando las siguientes etapas: evidencias y uso del agua subterránea, identificación del tipo de acuífero, determinación de parámetros hidráulicos de las unidades geohidrológicas, análisis del sistema de flujo y evaluación del potencial de contaminación.

Consideraciones de selección

- En caso de que exista una probable contaminación a cuerpos de agua superficial y subterránea, se debe recurrir a soluciones mediante obras de ingeniería.

I-a.3 Requisitos de los sitios destinados para la construcción de celdas para la disposición de residuos peligrosos biológico-infecciosos. (Según NOM-087-ECOL-1994)

La disposición final de los residuos biológico-infecciosos sin tratamiento.

- Profundidad del manto freático: Deberá estar ubicado a una profundidad vertical mayor de 15 m del nivel freático.
- Zona de recarga: Deberá estar ubicado a una distancia mayor de 1 km y aguas abajo de las zonas de recarga de acuíferos o fuentes de abastecimiento de agua potable.
- Características de los estratos de suelo: Las características físicas de los estratos del suelo se deberán conocer a través del estudio geofísico correspondiente, aplicándolo hasta una profundidad de 120 m.
- Características del suelo: Deberá reunir tanto condiciones de impermeabilidad como de remoción de contaminantes, representadas por el coeficiente de permeabilidad de 1×10^{-4} cm/s, y por la capacidad de intercambio catiónico de 30 meq/100 g de suelo.
- Ubicación con respecto a cuerpos de agua: Deberá ubicarse a una distancia mayor de 1 km de las zonas de inundación, cuerpos de agua y corrientes naturales.
- Ubicación con respecto a centros de población y vías de acceso: Debe estar ubicado a una distancia mayor de 500 m del área urbana; a una distancia mayor de 70 m de las vías de comunicación terrestre, a una distancia mayor de 3 km de áreas naturales protegidas y aeropuertos, así como respetar el derecho de vía de 20 m de cada lado de líneas de conducción de energía eléctrica, poliductos, gasoductos y a una distancia mayor de 150 m de áreas de almacenamiento de hidrocarburos.
- Topografía: La pendiente media en la base del terreno natural del sitio deberá ser menor de 30%.
- No se podrá operar un sitio ubicado en zona fracturada.
- Impermeabilización: La celdas deberán ser impermeabilizadas artificialmente en la base y lo taludes, con el objeto de evitar el flujo de lixiviados. Deben utilizarse membranas de polietileno de alta densidad, con un espesor mínimo de 1.5 mm. La celda deberá contar con sistemas de captación de lixiviados y de monitoreo de lixiviados, así como de biogas.

CAPITULO II

MECANISMOS

DE

TRANSPORTE DE CONTAMINANTES

El agua en el suelo puede clasificarse en tres categorías dependiendo de su movilidad:

- Agua adsorbida, se encuentra adherida a la superficie de los granos del suelo.
- Agua capilar, es de gran importancia en muchos problemas de mecánica de suelos; sin embargo, en cuestiones de filtración su efecto es muy pequeño y suele despreciarse debido a las complicaciones que plantea considerarlo.
- Agua gravitacional, fluye bajo el efecto de la gravedad sin otro obstáculo que su viscosidad y la estructura del suelo. [Ref. 15]

II.1 LEY DE DARCY

El flujo de agua a través de medios porosos en cualquier dirección en el espacio se encuentra gobernado por la ley de Darcy. Esta ley fue propuesta en 1856 por el ingeniero francés Henry Darcy, quien analizó por medio de experimentos de laboratorio el flujo de agua a través de arena (Figura 2.1). Sus experimentos consistieron en hacer pasar agua por un cilindro lleno de arena. El cilindro estaba tapado en sus extremos y tenía adaptados tubos para la entrada y salida del flujo de agua, además un par de manómetros.

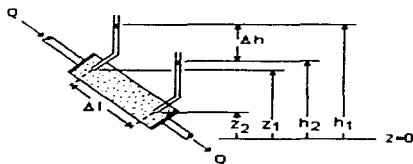


Figura 2.1 Dispositivo de Darcy

Estableciendo arbitrariamente un nivel de referencia $z=0$, las elevaciones de los manómetros son z_1 y z_2 . Las elevaciones de los niveles del fluido son h_1 y h_2 . Q representa el gasto. La distancia entre los manómetros es Δl .

Los resultados de los experimentos de Darcy mostraron que la velocidad de descarga es directamente proporcional a h_1-h_2 cuando Δl permanece constante, e inversamente proporcional a Δl cuando h_1-h_2 permanece constante. Definiendo $\Delta h=h_2-h_1$, la ley de Darcy puede escribirse como:

$$v = -ki \quad [2-1]$$

donde:

v = velocidad de Darcy (l/h)

$i = dh/dl$, es el gradiente hidráulico; $dh = h_2 - h_1$, es la carga hidráulica

k = conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad

Esta ley es aplicable solo en el caso de flujo laminar. Es necesario recordar que la naturaleza del flujo depende de su velocidad, de tal forma que para flujos con velocidades abajo de cierto valor crítico, el flujo resulta siempre laminar. Reynolds encontró que la velocidad crítica del agua puede expresarse con la ecuación:

$$v_c = \frac{36}{1 + 0.0337T + 0.00022T^2} D \quad [2-2]$$

donde:

v_c = Velocidad crítica (cm/s)

T = Temperatura del agua (°C)

D = Diámetro del poro (cm)

Varias investigaciones han hecho ver que el valor límite del número de Reynolds para que un flujo cambie de laminar a turbulento oscila entre 1 y 12.

$$R = \frac{vD\rho}{\mu} \quad [2-3]$$

donde:

v = Velocidad de descarga (cm/s)

D = Diámetro promedio de los granos de suelo (cm)

ρ = Densidad (gr/cm³)

μ = Viscosidad (gr.s/cm²)

De tal forma que si se sustituyen los valores de ρ y μ para el agua, y se considera una velocidad $v = 0.25$ cm/s (velocidad conservadoramente alta para flujo de agua en suelos), se tiene que $R < 1$, si D no sobrepasa el valor de 0.4 mm, que corresponde a arenas gruesas.

La velocidad de Darcy es un concepto macroscópico y fácilmente medible. No debe confundirse con las velocidades microscópicas asociadas a las rutas individuales de partículas de agua entre los granos de arena, las cuales son imposibles de medir. Debido a la importancia de esta ley es necesario conocer a detalle sus componentes.

II.1.1 Conductividad hidráulica, k

La conductividad hidráulica es una constante de proporcionalidad, que depende tanto del medio poroso como del fluido. Si consideramos una vez más el dispositivo utilizado por Darcy, suponiendo que Ah y dl permanecen constantes para dos pruebas utilizando la misma arena, pero usando agua en la primera prueba y melaza en la segunda, la velocidad de descarga será mucho más baja en la segunda que en la primera, debido a la influencia de la viscosidad.

Con el fin de encontrar un parámetro que describa las propiedades conductivas de un medio poroso independientemente del fluido permeante, se ha experimentado en medios porosos ideales consistentes en cuentas de cristal uniforme de diámetro d . Cuando varios fluidos de densidad ρ y viscosidad dinámica μ fueron permeados a través del dispositivo bajo un gradiente hidráulico constante, las siguientes relaciones de proporcionalidad fueron observadas:

$$\begin{aligned}v &\propto d^2 \\v &\propto \rho g \\v &\propto 1/\mu\end{aligned}$$

Junto con la observación original de Darcy de que $v \propto dh/dl$, estas tres relaciones dan como resultado una nueva versión de la ley de Darcy:

$$v = -\frac{Cd^2 \rho g}{\mu} \frac{dh}{dl} \quad [2-4]$$

El parámetro C es otra constante de proporcionalidad que considera la influencia de otras propiedades del medio que afectan el flujo además del diámetro de grano medio, como por ejemplo la distribución de tamaños de grano, la esfericidad y redondez de los granos, y su textura.

Reordenando la ecuación anterior resulta:

$$\bar{k} = Cd^2 \quad [2-5]$$

$$k = \frac{\bar{k} \rho g}{\mu} \quad [2-6]$$

donde \bar{k} se conoce como permeabilidad intrínseca.

II.1.1.a Isotropía y anisotropía

Se dice que una formación geológica es hidráulicamente isotrópica cuando la conductividad hidráulica k es independiente de la dirección en que se mida algún punto de la formación; esto significa que $k_x = k_y = k_z$. Si la conductividad k varía con la dirección, esto es $k_x \neq k_y \neq k_z$, la formación es hidráulicamente anisotrópica en ese punto (figura 2.2). En estratos formados por material sedimentario es común que se presente $k_x = k_y \neq k_z$, a este tipo de formación se le conoce como transversalmente isotrópica.

II.1.1.b Homogeneidad y heterogeneidad

Se dice que una formación geológica es homogénea desde el punto de vista hidráulico, cuando la conductividad hidráulica k es independiente de la posición dentro de la formación (Figura 2.2). Si la conductividad k depende de la posición, la formación es heterogénea. Estableciendo un sistema coordenado x, y, z en una formación homogénea, $k(x, y, z) = C$, siendo C constante; mientras que en una formación heterogénea, $k(x, y, z) \neq C$.

Entre los tipos más comunes de configuraciones heterogéneas, se encuentran la heterogeneidad por estratos, en la cual consiste en un sistema formado por estratos homogéneos con diferente conductividad hidráulica k_1, k_2 , etc. Otro tipo es el de heterogeneidad discontinua causada por la presencia de fracturas y otros defectos estratigráficos.

Para describir completamente la naturaleza de la conductividad hidráulica en una formación geológica, es necesario establecer sus condiciones de anisotropía y heterogeneidad.

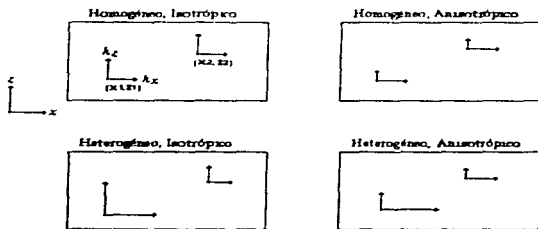


Figura 2.2 Posibles combinaciones de heterogeneidad y anisotropía

II.1.2 Carga hidráulica, h

El flujo de agua en el suelo, al igual que otros procesos físicos que involucran flujo, se encuentra regido por un gradiente de potencial. Por ejemplo, se sabe que el calor fluye a través de los sólidos desde las partes con mayor temperatura hacia las de menor temperatura, y que la corriente eléctrica fluye en los circuitos de las áreas con mayor voltaje hacia las de menor voltaje. Para estos procesos, la temperatura y el voltaje son cantidades potenciales, y la velocidad de flujo de calor y de electricidad son proporcionales a estos gradientes de potencial.

En el caso de flujo de agua subterránea, la carga hidráulica h es la que rige el movimiento. La carga hidráulica puede determinarse por medio de la ecuación de Bernoulli y tiene tres componentes:

$$h = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{v^2}{2g} \quad [2-7]$$

donde:

z = carga de posición

$\frac{p}{\rho g}$ = carga de presión

$\frac{v^2}{2g}$ = carga de velocidad

Para el caso de flujo en medios porosos, las velocidades son extremadamente bajas (flujo laminar), así que pueden ser despreciadas. De esta manera:

$$h = z + \psi \quad [2-8]$$

donde ψ es la carga de presión expresada en términos de presión manométrica.

El dispositivo básico para la medición de la carga hidráulica es el piezómetro, que en su forma más simple consiste en un tubo en el cual el nivel de agua puede ser determinado. El piezómetro debe estar totalmente sellado en toda su longitud, y debe estar abierto al flujo de agua en el fondo y en la superficie. En el laboratorio este dispositivo es conocido como manómetro, mientras que en el campo se le conoce como piezómetro (Figura 2.3).

Para determinar la dirección del flujo de agua subterránea usualmente se colocan grupos de piezómetros (Figura 2.4). El flujo ocurre desde las áreas con más alto valor de h hacia las de menor.

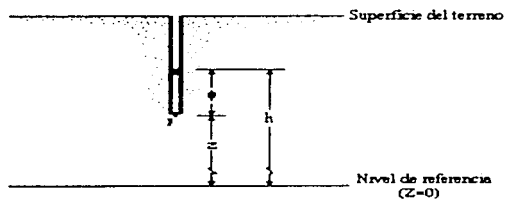


Figura 2.3 Carga hidráulica en un piezómetro de campo

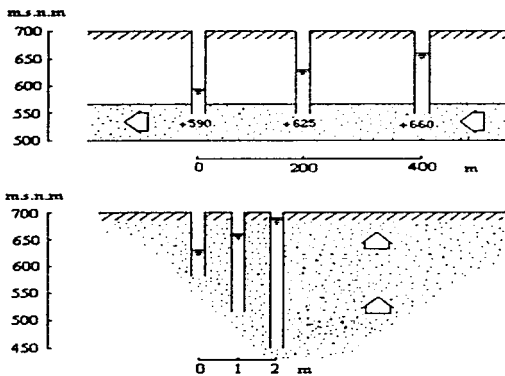


Figura 2.4 Determinación de gradientes hidráulicos

Existe evidencia tanto teórica como experimental que muestra que el agua puede fluir a través de medios porosos bajo la influencia de otro tipo de gradientes además de la carga hidráulica, entre éstos se encuentran el gradiente eléctrico, el gradiente de temperatura y el gradiente químico. Estos gradientes pueden causar flujo de agua subterránea aunque no exista gradiente hidráulico.

Para comprender el flujo de agua en el suelo, es necesario conocer la configuración geohidrológica del subsuelo. [Ref. 7]

II.2 CONFIGURACIÓN HIDROLÓGICA DEL SUBSUELO

El subsuelo de acuerdo a sus condiciones de saturación se divide en tres zonas: una zona parcialmente saturada o zona de aireación ubicada cerca de la superficie, una zona de saturación a profundidad, y existe además entre estas dos, una zona saturada debido al fenómeno de capilaridad. Algunos autores incluyen a esta zona dentro de la zona saturada, mientras que otros lo hacen en la zona de aireación; sin embargo su comportamiento no se ajusta a ninguna de las zonas mencionadas.

Las condiciones de saturación pueden establecerse en función del **contenido de humedad volumétrica**, que se define como:

$$\theta = \frac{V_w}{V_T} \quad [2-9]$$

donde:

θ = Contenido de humedad volumétrica

$V_T = V_a + V_w + V_s$

V_w = Volumen de agua

El contenido de humedad volumétrica se relaciona con el grado de saturación de la siguiente manera:

$$\theta = nS_r \quad [2-10]$$

donde:

n = Porosidad

θ = Contenido de humedad volumétrica

S_r = Grado de saturación

En un suelo totalmente saturado $\theta = n$, ya que $S_r = 1$.

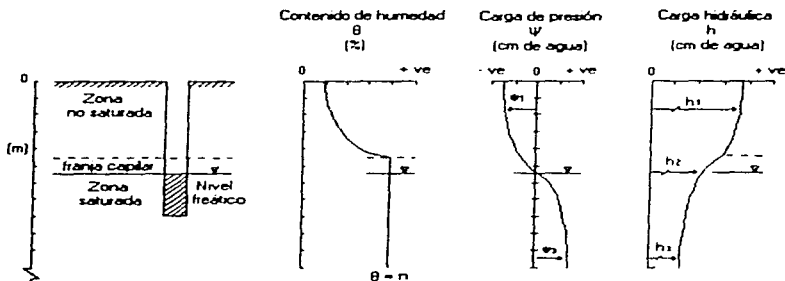


Figura 2.5 Condiciones de saturación en el subsuelo

Se define al **nivel freático** como la superficie en la cual la presión p en el agua contenida en el suelo igual a la presión atmosférica. Si p se mide en términos de presión manométrica, entonces en el nivel freático $p=0$. Esto implica que $\psi=0$, y ya que $h=\psi+z$, la carga hidráulica de este nivel será igual a su elevación z respecto al nivel de referencia. El nivel freático puede ubicarse físicamente por medio de una perforación, el espejo o superficie de agua que se forma con el tiempo en ésta, define el nivel freático. Esta superficie distintiva no existe en el suelo adyacente a la perforación, ya que arriba de este nivel el suelo puede estar totalmente saturado por capilaridad (Figura 2.5). En condiciones estáticas, el nivel freático exhibe una superficie horizontal, en caso de presentarse flujo no es así.

La **zona saturada** se encuentra por debajo del nivel freático. En esta zona, los poros del suelo están llenos de agua, y el contenido de humedad se considera igual a la porosidad ($\theta=n$). La presión del fluido p es mayor que la atmosférica, de manera que la carga de presión (medida en términos de presión manométrica) es mayor que cero ($\psi>0$) (Figura 2.5). La carga hidráulica h se mide con un piezómetro.

La **zona no saturada** se encuentra encima del nivel freático y de la franja capilar. En esta zona, los poros del suelo se encuentran parcialmente saturados de agua, el contenido de humedad es menor que la porosidad ($\theta<n$) (Figura 2.5). El agua se encuentra retenida en los poros del suelo debido a fuerzas de tensión superficial, que se manifiestan en la formación de meniscos cóncavos extendiéndose de grano a grano a través de los poros. El radio de curvatura de los meniscos refleja la tensión superficial de las interfaces aire-agua. En referencia a este fenómeno físico de retención de agua, se la ha llamado a la carga de presión

cuando $\psi < 0$ carga de tensión o succión. La carga hidráulica h , es igual a la suma $h = \psi + z$, ψ puede tomar valores positivos o negativos. Sin embargo, sobre el nivel freático, donde $\psi < 0$, los piezómetros no son adecuados para la medición de h . En su lugar, h debe obtenerse indirectamente de la medición de ψ determinada con tensiómetros. A grandes rasgos, un tensiómetro consiste en una copa porosa unida a un tubo lleno de agua, herméticamente cerrado. La copa porosa se inserta en el suelo a la profundidad deseada, donde éste hace contacto con el agua del suelo y alcanza el equilibrio hidráulico. El proceso de calibración implica el paso de agua a través de la copa desde el tubo hacia el suelo. El vacío creado en la parte superior del tubo hermético es una medida de la carga de presión del suelo.

Existe una complicación adicional en el análisis de flujo en la zona no saturada. Tanto el contenido de humedad θ como la conductividad hidráulica k son función de la carga de presión. La humedad en los poros del suelo está sujeta a fuerzas de tensión superficial cuya magnitud depende del radio de curvatura de los meniscos, los altos contenidos de humedad originan grandes radios de curvatura, fuerzas de tensión superficial bajas, y cargas de presión bajas (es decir cargas de presión menos negativas).

Además, se ha observado experimentalmente que la relación $\theta - \psi$ es histerética (Figura 2.6). Tiene comportamiento diferente cuando los suelos están inicialmente saturados y presentan una carga de presión mayor que cero, la cual va reduciéndose poco a poco hasta alcanzar niveles menores que la presión atmosférica, los contenidos de humedad resultantes de este proceso dan como resultado la rama seca; mientras que el proceso contrario, cuando un suelo seco se humedece y por consiguiente, las cargas de presión aumentan poco a poco conforman la rama húmeda.

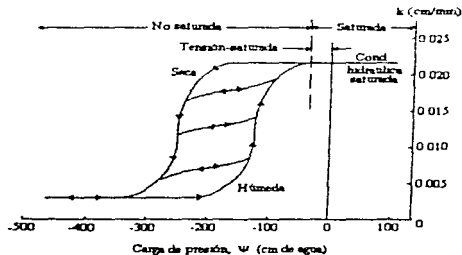


Figura 2.6 Relación Carga de presión - Conductividad hidráulica

Las curvas reflejan que la conductividad hidráulica de un suelo no saturado incrementa cuando incrementa el contenido de humedad volumétrico. La ley de Darcy para un suelo no saturado puede escribirse como:

$$v = -k(\psi) \frac{dh}{dl} \quad [2-11]$$

La relación $k(\psi)$ implica que, suponiendo un gradiente hidráulico constante, la velocidad se incrementa al aumentar el contenido de humedad. Sin embargo, es imposible mantener un gradiente hidráulico constante mientras se incrementa la humedad, ya que un gradiente de carga hidráulica implica un gradiente en la carga de presión, y esta carga a su vez, implica un gradiente en el contenido de humedad.

En la franja capilar, aunque los poros se encuentran saturados, la carga de presión ψ es menor que la atmosférica. Un nombre más descriptivo y apropiado para esta zona es la de zona de tensión saturada. [Ref. 7].

Durante la infiltración, un frente de humedad avanza hacia el interior del suelo. El suelo bajo este frente se encuentra parcialmente saturado, y la altura del suelo encima de éste se incrementa conforme el suelo pasa de no saturado a saturado (Figura 2.7). La carga de presión en la porción superior de la zona húmeda se incrementa con la profundidad (hidrostáticamente), en función del nivel de agua sobre la superficie del suelo. Sin embargo, a una cierta profundidad, el suelo deja de estar saturado y la carga de presión comienza a decrecer. Este decrecimiento continúa hasta que la carga de presión se iguala a la succión del suelo en la porción no saturada del suelo. El impacto de la succión del suelo se refleja en reducciones en el contenido de humedad volumétrico y conductividad hidráulica. [Ref. 16].

II.3 TIPOS DE UNIDADES GEOHIDROLÓGICAS

Un **acuifero** se define como una unidad geohidrológica permeable saturada que puede transmitir cantidades significativas de agua bajo gradientes hidráulicos ordinarios. El agua que puede extraerse de estos estratos resulta económicamente aprovechable. Son buenos acuiferos los aluviones de material grueso, las areniscas poco cementadas, las rocas volcánicas vesiculares, las calizas cavernosas, los cantos rodados y gravas angulosas.

Un **acuicludo** es una unidad geohidrológica saturada que no es capaz de transmitir cantidades de agua significativas bajo gradientes hidráulicos ordinarios. Se considera prácticamente impermeable. Los estratos de arcilla, lutita, pizarras y limos son ejemplos de acuicludos.

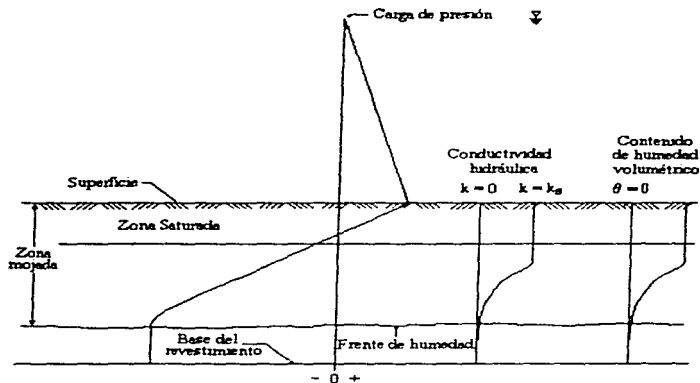


Figura 2.7 Variación en ψ , θ y k con la profundidad durante la infiltración

El término **acuitardo** se utiliza para describir aquellos estratos que son suficientemente permeables para transmitir agua en cantidades significativas, pero que no se puede aprovechar directamente mediante pozos. Algunos ejemplos son las arenas arcillosas, los limos arenosos y arcillas arenosas.

Acuífugo es aquella unidad geohidrológica que no es capaz de almacenar ni transmitir agua. Algunos ejemplos de acuífugos son las rocas volcánicas como el basalto, el granito y los esquistos en estado natural. Estos estratos se consideran impermeables.

II.3.1 Acuífero libre, acuífero confinado y acuífero semiconfinado

Acuífero libre o no confinado: es aquel que presenta una superficie libre de agua a la presión atmosférica, esto significa que su límite superior es el nivel freático. Un acuífero de este tipo sigue la ley de presión hidrostática; es decir, que la presión del agua es linealmente proporcional a la profundidad (Figura 2.8).

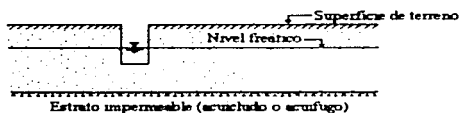


Figura 2.8 Acuífero libre

Acuífero confinado: también llamado artesiano. Estos acuíferos se encuentran limitados por una capa superior o capa confinante impermeable que mantiene el agua bajo una presión mayor que la atmosférica (Figura 2.9). Posee un comportamiento similar a una tubería a presión. Comúnmente el nivel del agua en un pozo en conexión con un acuífero confinado, emerge por encima del nivel freático y en ocasiones emerge hasta la superficie.

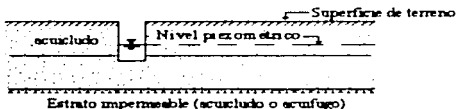


Figura 2.9 Acuífero confinado

Acuífero semiconfinado: Es aquel limitado superiormente por una formación superior semipermeable (acuitardo). En tales casos el movimiento horizontal del agua es insignificante respecto a la filtración vertical. Cuando la presión en el acuitardo es mayor que en el acuífero, el agua fluye hacia abajo (Figura 2.10a). Cuando la presión del acuífero supera a la presión en el acuitardo fluye hacia arriba (Figura 2.10b).

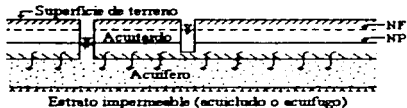


Figura 2.10a Acuíferos semiconfinados (flujo descendente)

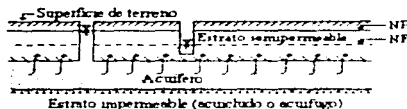


Figura 2.10b. Acuíferos semiconfinados (flujo ascendente)

II.4 VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN

La predicción de la velocidad de infiltración puede hacerse por medio de ecuaciones de flujo apropiadas para condiciones iniciales y de frontera determinadas; para esto es necesario el conocimiento geohidrológico previo del sitio. La ecuación que rige el flujo a través del suelo se conoce como ecuación de continuidad de Laplace:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad [2-13]$$

donde:

k_x, k_y, k_z = coeficientes de permeabilidad en las tres direcciones
 h = la carga hidráulica

La ecuación de Laplace supone que el suelo saturado, el régimen es establecido, que el fluido y las partículas del suelo son incompresibles, y que el flujo no modifica la estructura del suelo.

En cuanto a las condiciones de frontera, en general pueden presentarse cuatro casos distintos (Figura 2.11). Los casos I y II, representan condiciones no saturadas del subsuelo bajo el revestimiento, mientras que los casos III y IV representan condiciones saturadas del subsuelo bajo el revestimiento. Eventualmente los casos I y II pueden dar lugar al caso III, debido a variaciones del nivel freático. Cabe mencionar que las condiciones de frontera pueden cambiar con el tiempo debido a fluctuaciones estacionales en el nivel freático, variaciones en el nivel del fluido almacenado, disipación de presiones de poro excesivas, y por saturación del subsuelo inicialmente no saturado.

El caso I se presenta cuando la posición del nivel freático puede considerarse una condición de frontera fija del problema. El líquido se infiltra en forma vertical descendente desde el depósito al acuífero. Para que prevalezca esta condición, es necesario que las infiltraciones no alteren en forma significativa el nivel freático. Lo anterior ocurre cuando el acuífero tiene una posibilidad de descarga muy superior a las aportaciones por filtración del almacenamiento. En este caso, el gasto por infiltración es proporcional al área de

almacenamiento y al coeficiente de permeabilidad vertical de los estratos superiores del subsuelo y puede calcularse simplemente aplicando la velocidad de Darcy.

El caso II se presenta cuando las filtraciones son suficientes para elevar la posición del nivel freático en el área de almacenamiento. Cuando el frente de infiltración alcanza el nivel freático o un estrato de baja permeabilidad, puede ocurrir migración lateral.

El caso III se presenta cuando el nivel freático se encuentra en contacto con el fondo del revestimiento. Esto puede deberse a niveles altos del nivel freático o a elevaciones posteriores en los casos I y II. En este caso, el flujo tiende a generarse bajo los bordes perimetrales. La velocidad de infiltración puede predecirse utilizando soluciones analíticas, numéricas o redes de flujo.

El caso IV ocurre cuando el agua subterránea fluye hacia la superficie. Esto puede deberse a que el sitio presente condiciones artesianas, o debido a la disipación de presiones de poro causadas por sobrecarga. La presencia de esta condición puede causar lixiviación en la superficie. [Refs. 2, 10]

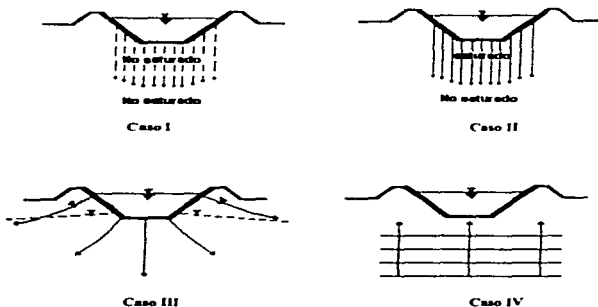


Figura 2.11 Condiciones de frontera que afectan la velocidad de infiltración

II.4.1 Migración de líquidos insolubles o parcialmente solubles en agua

El análisis de migración de fluidos insolubles o parcialmente solubles, aunque puede manejarse cualitativamente en muchos casos; en forma cuantitativa resulta muy complejo y se encuentra fuera del alcance del presente trabajo. Sin embargo es importante tratar este punto, aunque sea en forma superficial, por ser una faceta importante en la hidrogeología de contaminantes.

En el proceso de migración de contaminantes puede distinguirse principalmente una fase estacionaria, constituida por el medio poroso, y una fase móvil, constituida por el lixiviado o algún fluido contaminante.

Se denomina **fase móvil acuosa** a aquella en la cual el agua es el componente primario, es decir, que constituye por lo menos el 50% en peso de la muestra. Sin embargo, existen algunos fluidos orgánicos que son insolubles y por tanto inmiscibles con el agua, éstos se conocen como **fases líquidas no acuosas** o **NAPLs** (nonaqueous phase liquids).

Cuando son menos densos que el agua se denominan **fases líquidas ligeras no acuosas** o **LNAPLs** (Light nonaqueous phase liquids). Al igual que el agua, los fluidos de este tipo migran verticalmente por gravedad y fuerzas capilares, permaneciendo en la zona no saturada. El caso típico es el derrame de hidrocarburos como aceite, petróleo, diesel y gasolina.

Cuando los fluidos insolubles tienen mayor densidad que el agua se conocen como **fases líquidas densas no acuosas** o **DNAPLs** (Dense nonaqueous phase liquids). Estos fluidos migran verticalmente por gravedad y capilaridad, invaden tanto la zona saturada y en forma residual la zona no saturada. Es el caso del derrame de TCE y PCE.

Muchos fluidos en mayor o menor proporción son solubles en agua; de tal forma que pueden estar presentes en forma de fase no acuosa y en forma de fase disuelta. De tal forma que pueden estar presentes dos fases móviles en la zona saturada bajo el nivel freático con agua y un DNAPL. En la zona no saturada pueden presentarse tres fases móviles, siendo éstas **aire, agua** y un NAPL, en esta zona puede ocurrir partición del NAPL en el aire en forma de fase de vapor.

El flujo de estos líquidos, además de lo mencionado anteriormente, depende de su viscosidad y de procesos tales como dispersión, difusión, adsorción y degradación biológica, los cuales se tratarán más adelante en el transporte de solutos. [Refs. 3, 5]

II.5 TRANSPORTE DE SOLUTOS

La solubilidad de un soluto en el agua es una propiedad que juega un papel determinante en el proceso de migración, se expresa como la cantidad de material que se disuelve en agua a temperatura ambiente. Al solubilizarse, algunas sustancias se disocian e ionizan al adquirir carga positiva (cationes) o negativa (aniones). Las sustancias que no se disocian se denominan no iónicas. Esta característica es importante para determinar su movilidad en los suelos. Las sustancias aniónicas y no iónicas son móviles en los suelos, mientras que las catiónicas se adsorben fuertemente a las partículas del suelo y quedan inmobilizadas.

La movilidad de los residuos peligrosos se ve favorecida por su solubilidad en agua. Cuando esta es mayor a 500 ppm (partes por millón), los residuos alcanzan una gran movilidad y una mayor concentración en los medios acuosos. Si su solubilidad es muy baja (menor a 25 ppm), pueden quedar inmobilizadas en los suelos. [Ref. 15]

En base a esto, el movimiento de solutos está gobernado por varios mecanismos, los más importantes son la advección, la dispersión, la difusión, el retardamiento y la atenuación.

II.5.1 Transporte por Advección

Los solutos disueltos que no interactúan con el medio poroso son acarreados por el flujo de agua a una velocidad igual a la de infiltración. Este proceso se llama transporte advectivo o por convección. La cantidad de soluto transportado es función de su concentración en el agua y de la cantidad de agua que fluye a través del medio poroso.

Como se explicó, el flujo unidimensional a través de la sección transversal de un medio poroso depende de la velocidad de Darcy. [Ref. 4]. El flujo de masa unidimensional a través de la sección transversal debido al fenómeno de advección es igual a la cantidad de agua que fluye multiplicado por la concentración del soluto:

$$f_z = v_z n_e C \quad [2-14]$$

donde: v_z = velocidad de advección = velocidad de Darcy.

Si se considera un medio poroso saturado, homogéneo e isotrópico, el soluto puede ser transportado por advección según la siguiente expresión:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -v_z \frac{\partial C}{\partial x} \quad [2-15]$$

II.5.2 Transporte por difusión

Un soluto disuelto en agua se mueve desde un área de alta concentración hacia donde su concentración es menor. Este proceso se conoce como difusión molecular o simplemente difusión. La difusión se presenta mientras exista un gradiente de concentración, aún cuando el fluido no este en movimiento.

El flujo de masa que se difunde es proporcional a una constante por el gradiente de concentración del soluto a través de la región de interés. Esta Ley fue postulada por Bertholot a principios de 1800 y probada experimentalmente por Fick cincuenta años más tarde. Se conoce como la primera Ley de Fick, y puede expresarse para una dimensión como:

$$f = -D_0 \frac{dC}{dz} \quad [2-16]$$

donde:

f = flujo de masa de soluto por unidad de área por unidad de tiempo

D_0 = coeficiente de difusión (l^2/t)

C = concentración de soluto en la fase líquida (masa/volumen)

$\frac{dC}{dz}$ = gradiente de concentración (masa/ l^3/l)

El signo negativo indica matemáticamente que el movimiento se realiza desde las áreas de mayor concentración hacia las de menor concentración. Los valores de D_0 fluctúan en rangos de 1×10^{-9} a $2 \times 10^{-9} m^2/s$. Inicialmente Fick creyó que D_0 era constante para un sistema dado. Actualmente se sabe que D_0 es sensitivo a la concentración (aunque sus valores no varían significativamente), y a la temperatura (sus valores disminuyen al disminuir la temperatura). Por esta razón, D_0 es considerado un coeficiente y no una constante.

En sistemas donde las concentraciones varían con el tiempo, se aplica la segunda ley de Fick. En una dimensión ésta es:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_0 \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \quad [2-17]$$

donde $\frac{\partial C}{\partial t}$ = cambio en la concentración con el tiempo

La difusión en un medio poroso no ocurre tan rápidamente como en solución libre debido a la tortuosidad y otros factores. La tortuosidad es la medida del efecto de la forma de la trayectoria seguida por las moléculas de agua en un medio poroso. Debido a la tortuosidad, las moléculas deben recorrer largas trayectorias a través de los granos de suelo.

La tortuosidad se ve afectada por el tamaño y uniformidad de las partículas del medio poroso, si las partículas del medio son pequeñas y uniformes, la tortuosidad disminuye.

Además, la difusión en medios porosos es menor, ya que las partículas de suelo ocupan gran parte del volumen. La difusión ocurre en la fase líquida de los poros, y debido a esto, la máxima difusión ocurre cuando el suelo se encuentra saturado ($S_r = 1$).

Otros factores que contribuyen a reducir la difusión de solutos en medios porosos son la viscosidad del agua adyacente a la superficie de las partículas de arcilla, la cual es mayor que en otras partes del poro. Además, en arcillas compactas, cuando las partículas se encuentran tan comprimidas que la doble capa difusa ocupa la mayor parte del espacio de poro se presenta el fenómeno de exclusión aniónica.

El coeficiente de difusión efectiva se relaciona con el coeficiente de difusión en solución libre D_0 , por medio de un factor empírico τ , conocido como factor de tortuosidad o factor de transmisión, es decir:

$$D_e = \tau D_0 \quad [2-18]$$

El valor de τ es siempre menor que 1 ($\tau < 1$). Se puede obtener experimentalmente utilizando algún tipo de soluto no reactivo como el cloruro; el coeficiente de tortuosidad será $\tau = D(Cl^-) / D_0(Cl^-)$. Multiplicando este coeficiente de tortuosidad por el coeficiente de difusión del soluto de interés en solución libre D_0 , se obtiene el coeficiente de difusión efectiva para ese soluto. Sin embargo, cabe aclarar que ésta es solo una aproximación, ya que el coeficiente de tortuosidad puede variar de un soluto a otro debido al tamaño de sus partículas.

La difusión puede ocurrir cuando la concentración de algún soluto es mayor en un estrato que en otro adyacente. Por ejemplo, en depósitos de desechos sólidos con una gran concentración de iones de cloruro pueden ser colocados sobre el revestimiento del relleno. La concentración de cloruro en el lixiviado contenido en el desecho es mucho mayor que la concentración de cloruro en el agua de poro del revestimiento. [Refs. 4, 14]

II.5.3 Transporte por dispersión mecánica

Si las partículas de los líquidos que contienen algún soluto se movieran todas con la misma velocidad a través de un medio poroso, éstos desplazarían a los líquidos que no contienen el soluto, provocando una interface abrupta entre los dos líquidos. Sin embargo, esto no sucede así. Las partículas de los líquidos se mueven a velocidades mayores o menores que una velocidad lineal media, que se define como la velocidad a la cual el flujo de agua a través de un área de sección transversal unitaria de espacios de poro ocurre (no es la velocidad promedio a la cual las moléculas de agua se mueven a lo largo de sus

trayectorias individuales, las cuales son mayores que en la velocidad lineal media debido a la tortuosidad). Esta velocidad se obtiene dividiendo la velocidad de Darcy entre la porosidad efectiva n_p , que considera únicamente los poros en los cuales el agua puede fluir, por lo que los poros no interconectados.

$$v_z = \frac{k}{n_p} \frac{dh}{dl} \quad [2-19]$$

Las tres causas básicas de este fenómeno son:

- 1) las moléculas de agua viajan más rápido en el centro de los poros que en la proximidad con sus paredes debido a la fricción.
- 2) algunas partículas de agua recorren trayectorias más largas que otras partículas para llegar a una distancia lineal similar.
- 3) algunos poros son más grandes que otros, lo cual permite que el flujo a través de éstos sea más rápido (Figura 2.12).

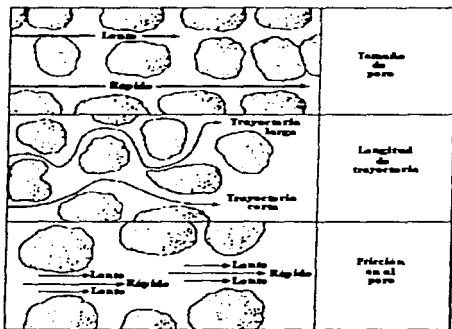


Figura 2.12 Factores que provocan la dispersión longitudinal

Como consecuencia de esto, las partículas de soluto contenidas en el líquido tampoco viajan con la misma velocidad, por lo cual puede mezclarse con líquido que no las contiene. A esta mezcla se le conoce como dispersión mecánica, y da como resultado la dilución del soluto conforme avanza el flujo. La dilución que ocurre en la dirección de la trayectoria del flujo es llamada dispersión longitudinal; mientras que la que ocurre en dirección normal se conoce como dispersión transversal.

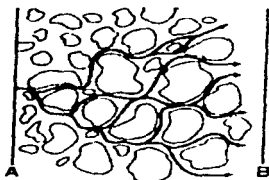


Figura 2.13 Trayectorias de flujo que provocan la dispersión transversal

Suponiendo que la dispersión mecánica puede ser descrita por la ley de Fick, y que su valor es función de la velocidad lineal media, puede introducirse un coeficiente de dispersión mecánica. [Ref. 4]. Este coeficiente es igual a una propiedad del medio llamada dispersividad (α) multiplicada por la velocidad lineal media:

$$\text{Coef. de dispersión mecánica longitudinal} = \alpha_L v_i \quad [2-20a]$$

$$\text{Coef. de dispersión mecánica transversal} = \alpha_T v_i \quad [2-20b]$$

II.5.4 Dispersión hidrodinámica

Aunque los procesos de difusión y dispersión mecánica son diferentes, ambos son tratados convencionalmente como mecanismos de tipo Fickiano, y en consecuencia estos dos componentes son frecuentemente agrupados en un solo parámetro D , el cual se conoce como coeficiente de dispersión hidrodinámica. Se representa por las fórmulas:

$$D_L = \alpha_L v_i + D_e \quad [2-21a]$$

$$D_T = \alpha_T v_i + D_e \quad [2-21b]$$

donde:

D_L = Coef. de dispersión hidrodinámico longitudinal

D_T = Coef. de dispersión hidrodinámico transversal

α_L = Dispersividad longitudinal

α_T = Dispersividad transversal

En aplicaciones que involucren significativo transporte advectivo (por ejemplo en arenas), la dispersión es dominante sobre la difusión molecular. Sin embargo en las aplicaciones presentes, la velocidad de advección a través de suelos arcillosos es comúnmente muy pequeña, y la difusión molecular es el proceso que controla el parámetro D . [Ref. 4]

II.5.5 Ecuación de transporte de solutos por Advección-Dispersión

La derivación de esta ecuación está basada en el trabajo de Freeze and Cherry (1979), Bear (1972), y Ogata (1970). En trabajos consideran un medio poroso homogéneo, isotrópico, saturado, y con condiciones de flujo que siguen la ley de Darcy.

La derivación está basada en la conservación de la masa del flujo de soluto dentro y fuera de un volumen elemental representativo del medio poroso. [Ref. 4]. La masa de soluto por volumen unitario de acuífero es el producto de la porosidad, n_e , y la concentración C . La porosidad puede ser considerada como una constante ya que el acuífero es homogéneo. El soluto es transportado por advección y dispersión hidrodinámica en la dirección z según:

$$\text{Transporte por advección} = v_z n_e C dA \quad [2-22a]$$

$$\text{Transporte por dispersión} = n_e D \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} dA \quad [2-22b]$$

donde: dA = Área transversal del elemento en la dirección z

La masa total de soluto por un área transversal unitaria en dirección z por unidad de tiempo, f_z , es la suma del transporte advectivo y del dispersivo:

$$f_z = v_z n_e C + n_e D \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \quad [2-23]$$

Por otra parte la velocidad de cambio de masa en el volumen representativo es:

$$-n_e \frac{\partial C}{\partial t} \quad [2-24]$$

Por ley de la conservación de la masa, la velocidad de cambio en el volumen representativo debe ser igual a la diferencia en la masa del soluto que entra y la masa que se libera:

$$\frac{\partial f_z}{\partial z} = -n_e \frac{\partial C}{\partial t} \quad [2-25]$$

$$n_e \frac{\partial C}{\partial t} = n_e D \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - n_e v \frac{\partial C}{\partial z} \quad [2-26]$$

II.6 TRANSPORTE DE SOLUTOS REACTIVOS

El transporte de solutos reactivos, aquellos que están sujetos a reacciones químicas o biológicas, difiere sustancialmente del transporte de solutos no reactivos (aniónicos y no iónicos).

Las reacciones químicas o bioquímicas que pueden presentarse entre los solutos y las arcillas son numerosas. Brandl en sus investigaciones identificó 17; y pueden clasificarse según Rubin (1983), básicamente en reversibles o irreversibles. Las reversibles son reacciones que se efectúan a nivel superficial, mientras que las irreversibles pueden alterar la estructura del medio poroso. Cabe señalar que hasta la fecha, los modelos matemáticos que intentan explicar y predecir la migración de solutos en suelos, consideran solo reacciones de sorción reversible y desintegración radiactiva, mientras que reacciones como disolución, precipitación, óxido-reducción y otras reacciones complejas que son de tipo irreversible, no son modeladas.

II.6.1 Proceso de sorción

La **adsorción** es el proceso por el cual un soluto queda ligado a la superficie de un sólido. El término adsorción se refiere estrictamente a la existencia de una concentración más elevada de cualquier componente en la superficie de la fase sólida que la que hay en el interior de la misma. En teoría debe distinguirse claramente de la absorción, ya que ésta se refiere a una penetración del soluto en forma más o menos uniforme dentro del volumen del suelo. En la práctica es muy difícil distinguir los efectos de adsorción de los de absorción, y por ello se emplea frecuentemente el término sorción.

La adsorción de un soluto ocurre cuando la concentración de éste en la superficie de las partículas del suelo difiere de su concentración en la fase líquida. La adsorción reduce el desequilibrio entre las fuerzas de atracción que existen en la superficie de todas partículas sólidas, y en consecuencia reduce la energía superficial libre del sistema.

Existen dos tipos de adsorción: La adsorción física y la adsorción química o quimisorción. La adsorción física involucra fuerzas de van der Waals relativamente débiles entre las moléculas de soluto y la superficie de las partículas de suelo; este tipo de adsorción da lugar a la formación de multicapas de moléculas de soluto de las cuales sólo una fracción de éstas están en contacto con la superficie del suelo. En la adsorción química o quimisorción se presentan enlaces químicos covalentes muy fuertes; esto origina la formación de una monocapa de moléculas de soluto en contacto con la superficie del suelo.

La **desorción** es el proceso opuesto a la adsorción, indica la remoción de un soluto del suelo. La expulsión de un soluto previamente adsorbido en la superficie de un sólido por efecto de la adición de un soluto que puede adsorberse más fuertemente se llama desorción por desplazamiento. Si la adsorción de algún soluto se acompaña simultáneamente de la desorción por desplazamiento de una cantidad equivalente de otro soluto, el proceso es llamado **intercambio iónico**.

Entre los parámetros fisicoquímicos que influyen en el proceso de adsorción están incluidas propiedades del adsorbente tales como naturaleza química y área de superficie específica. Los metales, óxidos de metales, arcillas, sales y algunas resinas presentan grupos polares expuestos en sus superficies, y por tanto mucha energía libre, se conocen como adsorbentes hidrofílicos. Los adsorbentes hidrofóbicos contienen poca energía libre en su superficie, e incluyen sólidos no polares como sulfuro, talco y polietileno.

Por otra parte, el área interfacial de un sólido adsorbente determina directamente la capacidad de adsorción; esta propiedad se conoce como área de superficie específica (m^2/g). Las propiedades del soluto que afectan el proceso de adsorción son su tamaño, peso molecular, estructura, configuración y polaridad. [Refs. 4, 5, 13, 14]

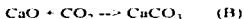
II.6.2 Descripción cuantitativa de la adsorción

II.6.2.a Equilibrio en sistemas cerrados

En un sistema cerrado, las reacciones químicas al igual que los cambios de fase son reversibles. Como consecuencia, hay condiciones de concentración y temperatura bajo las cuales los reaccionantes y los productos coexisten en equilibrio. Para ilustrar el equilibrio químico en un sistema, Bruce H. Mahan, ejemplifica la descomposición térmica del carbonato de calcio,



Realizando esta reacción en una vasija abierta, que permita que el anhídrido carbónico sea arrastrado, se puede efectuar la conversión completa del carbonato de calcio en óxido de calcio. Por otra parte, se sabe que el óxido de calcio reacciona con el anhídrido carbónico, y si la presión del CO_2 es lo suficientemente alta, el óxido puede ser convertido totalmente en carbonato por



Las dos reacciones químicas anteriores pueden considerarse como procesos químicos reversibles. Existen ciertos valores de temperatura y de presión de CO_2 , a los cuales el CaCO_3 , el CaO y el CO_2 permanecen indefinidamente. Cuando se calienta el CaO puro en una vasija cerrada, comienza a descomponerse según la ecuación A. Conforme se acumula

el CO_2 , su presión aumenta, y eventualmente comienza a ocurrir la reacción B, a una velocidad perceptible que aumenta conforme aumenta la presión del CO_2 . Finalmente, las velocidades de la reacción de descomposición y de la reacción opuesta se hacen iguales, la presión del anhídrido carbónico se mantiene constante y el sistema alcanza el equilibrio.

El principal carácter distintivo del estado de equilibrio es que éste es dinámico, es una situación permanente que se mantiene así por la igualdad de las velocidades de dos reacciones químicas opuestas. [Ref. 8]

II.6.2.b Equilibrio del proceso de adsorción

Análogamente, la adsorción es un proceso casi invariablemente reversible, que alcanza un equilibrio definido en un tiempo breve que depende de la concentración de la solución, de la cantidad de adsorbente y de la temperatura.

En el caso de flujo en suelos, cuando el proceso de sorción es rápido comparado con la velocidad de flujo, el soluto alcanza condiciones de equilibrio con la fase sorbida (cada molécula de soluto pasa continuamente de una fase a otra dando lugar a un equilibrio dinámico), y el proceso puede ser descrito por una isoterma de sorción en equilibrio. Cuando el proceso de sorción es lento comparado con la velocidad de flujo, el soluto puede no alcanzar condiciones de equilibrio con la fase sorbida; en este caso las velocidades de sorción y de desorción son distintas, y se requieren modelos de sorción cinético para describir el proceso. En la referencia [4] se explican los modelos de sorción cinética. La **atenuación** es un fenómeno que ocurre cuando un soluto es sorbido por el sólido, y una vez sorbido no puede desorberse debido a una reacción irreversible. [Refs. 1, 4, 5, 13, 14]

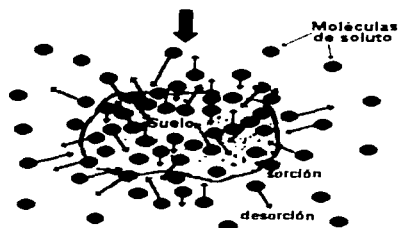


Figura 2.14 Proceso de sorción - desorción

El proceso de sorción provoca que los solutos reactivos se muevan más lentamente que los solutos no reactivos, este efecto se conoce como **retardamiento**. En una solución que contiene varios tipos de solutos, ocurre una migración diferencial; cada tipo de soluto es retenido en el suelo durante distinto tiempo, que depende de su afinidad con cada una de las fases. El proceso por el cual un soluto, el cual estaba originalmente en solución, se distribuye entre la solución y la fase sólida se llama **partición**.

Pueden determinarse factores de retardamiento para cada tipo de soluto por medio de isothermas de adsorción. Una isoterma de adsorción consiste en una gráfica que relaciona la cantidad de soluto sorbido por la masa de suelo, contra la concentración del soluto en solución. El procedimiento experimental para obtener las isothermas se describe en el anexo II. Las isothermas se clasifican básicamente en siete tipos según su forma, la cual da una visión clara del mecanismo de adsorción y de la capacidad de adsorción de cada suelo u otro adsorbente. [Refs. 4, 5, 13, 14]. En el caso de sorción en suelos, cuando las concentraciones de solutos reactivos son suficientemente bajas, la conducta de la isoterma es de tipo lineal, sin embargo, cuando las concentraciones son elevadas, la conducta de la isoterma resulta de tipo no lineal, comúnmente de tipo cóncavo. Los factores de retardamiento para isothermas no lineales son más complejos que en el caso de isothermas lineales, y las soluciones para las ecuaciones resultantes son muy difíciles de desarrollar. Debido a esto, en muchas ocasiones, se suponen isothermas lineales aunque los datos experimentales sugieran un comportamiento no lineal de la sorción.

II.6.3 Ecuación de transporte por Advección-Dispersión-Sorción

El efecto de retardamiento debe considerarse dentro de la ecuación de transporte de contaminantes, y para esto, es necesario añadir el factor G

$$G = \left(\frac{\rho}{n}\right) \frac{dq}{dC} \quad [2-27]$$

donde:

- q = Concentración sorbida
- ρ = Densidad seca del suelo
- n = Porosidad

Se puede suponer que, en el equilibrio, la concentración de un soluto en solución es función únicamente de la concentración de éste en la fase sólida. Cuando la isoterma es de tipo lineal, puede ser descrita por medio de la ecuación:

$$q = Kp C \quad [2-28]$$

donde:

- q = Masa de soluto sorbido (mg/kg)
- C = Concentración de soluto en la solución (mg/l)
- Kp = Coeficiente de partición (l/kg)

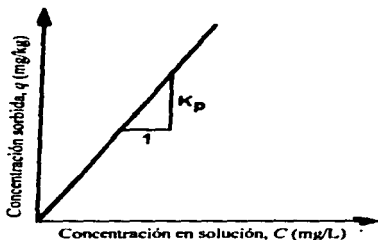


Figura 2.15 Isoterma de sorción lineal

De esta manera:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = K_p \frac{\partial C}{\partial t} \quad [2-29a]$$

$$G = \left(\frac{\rho K_p}{n} \right) \frac{\partial C}{\partial t} \quad [2-29b]$$

Reordenando la ecuación de transporte:

$$n \frac{\partial C}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - v \frac{\partial C}{\partial z} - \frac{\rho K_p}{n} \frac{\partial C}{\partial t} \quad [2-29c]$$

$$(n + \rho K_p) \frac{\partial C}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - v \frac{\partial C}{\partial z} \quad [2-30]$$

donde $(n + \rho K_p)$ es el factor de retardamiento.

Para solutos no reactivos, el coeficiente $K_p = 0$ y el retardamiento $F_R = 1.0$.

Como se mencionó, las isotermas de sorción no lineales más comunes, son de tipo cóncavo. Las isotermas no lineales de varios metales como el cadmio, cobre, zinc molibdeno, muchos compuestos orgánicos y pesticidas, pueden ser descritas por medio de la isoterma de Freundlich.

Como se mencionó, las isotermas de sorción no lineales más comunes, son de tipo cóncavo. Las isotermas no lineales de varios metales como el cadmio, cobre, zinc molibdeno, muchos compuestos orgánicos y pesticidas, pueden ser descritas por medio de la isoterma de Freundlich.

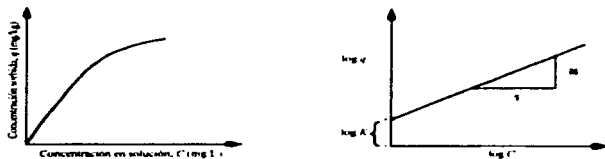


Figura 2.16 Isoterma de sorción no lineal de Freundlich

La isoterma de sorción de Freundlich presenta la siguiente relación no lineal:

$$q = Kc^N \quad [2-31a]$$

donde: K y N son constantes.

Este tipo de isoterma puede linealizarse de la siguiente manera:

$$\log q = \log K + N \log c \quad [2-31b]$$

Esto da como resultado un factor de retardamiento:

$$1 + \frac{\rho K N c^{N-1}}{n} \quad [2-32]$$

II.7 TRANSPORTE DE SOLUTOS EN MEMBRANAS POLIMÉRICAS

A pesar de su frecuente uso como barreras, los datos reportados en la literatura sobre permeabilidad y difusión de contaminantes comunes en membranas poliméricas, son escasos. En las geomembranas el transporte de solutos es principalmente debido al proceso de difusión.

Los experimentos reportados en geomembranas por Britton *et al.* (1989) y Ramsey (1993), han mostrado difusión irregular, de tipo no Fickiano, dependiente de la concentración de contaminante. El carbón negro, utilizado en la fabricación de geomembranas parece tener un papel importante en esta conducta. Esta suposición está basada en la variabilidad del grado de conducta irregular de las geomembranas con los diferentes permeantes; por ejemplo el clorobenceno (compuesto que tiene mayor afinidad

por el carbón negro que el benceno y el tolueno) muestra mayor desviación de la difusión tipo fickiano que el benceno y tolueno. Sin embargo, dado que las formulaciones de estos materiales varían de fabricante a fabricante, es necesario realizar pruebas de difusión para cada geomembrana.

II.8 DEGRADACIÓN DE COMPUESTOS ORGÁNICOS

La degradación se define como el proceso por el cual una molécula orgánica se torna más pequeña por medios químicos o biológicos. La degradación ocurre por medios biológicos (bióticamente) por el ataque de microbios entre los que se incluyen bacterias como *Micrococcus*, *Pseudomonas*, *Mycobacterium* y *Nocardia*, las cuales actúan generalmente en condiciones aeróbicas (en presencia de oxígeno), aunque algunas especies pueden hacerlo en condiciones anaeróbicas (sin la presencia de oxígeno).

Algunas clases de compuestos orgánicos pueden sufrir degradación tanto biótica como abiótica (sin la presencia de microorganismos). La degradación abiótica es el resultado de reacciones químicas (quimiodegradación) que dan lugar a un menor peso molecular de los compuestos; entre estas reacciones se incluyen la sustitución, la dehidrohalogenación, la oxidación, y la reducción.

Las condiciones ambientales como la temperatura, el pH, el estado de oxidación o reducción, la presencia de microorganismos y de otras sustancias, influyen la velocidad y tipo de degradación. Aún bajo condiciones favorables, los compuestos orgánicos requieren de varios años para ser degradados. La quimiodegradación, la biodegradación, al igual que la fotodegradación (degradación por medio de la acción de la luz), son procesos que utilizan las plantas de tratamiento para estabilizar y disminuir la peligrosidad de muchas sustancias.

Aunque la degradación no es un proceso que afecta la velocidad de transporte, sí afecta la concentración de contaminantes orgánicos y puede ser analizada cuantitativamente y modelada por medio de ecuaciones. En el presente trabajo nos limitaremos a solo a mencionar la existencia de este fenómeno. En la referencia [4] puede encontrarse más información sobre el tema.

II.9 DESINTEGRACIÓN RADIATIVA

En los átomos de elementos radiactivos (aquellos con número atómico mayor a 83), los núcleos, que son muy pesados, son inestables y tienden a volverse estables emitiendo una parte de las partículas de que constan. Al variar el número o la índole de sus partículas, el núcleo de un elemento se convierte en el núcleo de otro isótopo o de otro elemento menos pesado. La mayoría de las veces no basta con una desintegración para que un elemento inestable se convierta en otro estable.

Por lo general, el nuevo elemento que resulta de la desintegración es también inestable y, al cabo de un tiempo más o menos largo, dependiente de su periodo, se desintegra a su vez, resultando otro elemento también radiactivo, y así sucesivamente hasta una última desintegración que da un elemento estable como el plomo.

Cuando los desechos consisten en este tipo de sustancias, éstas al igual que las sustancias no radiactivas pueden introducirse en el suelo. Aquellas con carga positiva están sujetas a retardamiento en la superficie de las partículas de suelo (sorción). Debido a la degradación radiactiva, la concentración de radioisótopos se reduce tanto en la fase disuelta como en la fase sorbida. [Ref. 4] El factor que describe este proceso es:

$$\left(\frac{dC}{dt}\right)_{t_A} = -\frac{1}{\lambda} \frac{dC}{dt} \quad [2-33]$$

Donde λ es la vida media del radioisotopo

Referencias

- [1] ACAR, Y. B., AND HAIDER I., 1990. Transport of low-concentration contaminants in saturated earthen barriers. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 116 (7): 1031-1052.
- [2] AUVINET GUICHARD, G., y ESQUIVEL DIAZ, R. 1986. Impermeabilización de lagunas artificiales. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. LIMUSA. México
- [3] BRITTON, J. N., ASHMAN, R. B., AMINABHAV, I. M., and CASSIDY, P. E. 1989. Permeation and Diffusion of environmental pollutants through flexible polymers. Journal of Applied Polymer Science. Vol 38: 227-236.
- [4] FETTER, C. W. 1993. Contaminant Hydrogeology. Mcmillan Publishing Company, New York, U.S.A.
- [5] FLYNN, G. L., YALKOWSKY S. H., and ROSENMAN I. J. 1974. Mass transport phenomena and models: theoretical concepts. Journal of Pharmaceutical Sciences. Vol 63 (4): 479-510.
- [6] FOLKES, DAVID J. 1982. Fifth Canadian Geotechnical Colloquium: Control of contaminant migration by the use of liners. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 19: 320-344.
- [7] FREEZE, R. A., and CHERRY, J. A. 1979. Groundwater. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs New Jersey.
- [8] MAHAN B. H. 1970. Equilibrio Químico. Curso Universitario de Química. Fondo Educativo Interamericano, USA. 145-148.
- [9] RAMSEY, D. R. 1993. Diffusivities of organic in high density polyethylene geomembranes. Geosynthetics '93 Conference Proceedings, Vancouver Canada. Industrial Fabrics Association International. St. Paul, MN. Vol 2: 645-657.

- [10] ROWE, R. K. 1988. Eleventh Canadian Geotechnical Colloquium: Contaminant migration through groundwater - the role of modelling in the design of barriers. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 25: 778-798.
- [11] ROWE, R. K. 1988. Laboratory determination of diffusion and distribution coefficients of contaminants using undisturbed clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 25: 108-118.
- [12] ROWE, R. K. 1984. The analysis of pollutant migration in a non-homogeneous soil. *Geotechnique*. Vol 34 (4): 601-612.
- [13] RUPPRECHT H., and LEE G. 1988. Adsorption at solid surfaces. *Encyclopedia of Pharmaceutical Technology*. Dekker Inc., USA. Vol 2: 73-114.
- [14] SHACKELFORD, CH. D. and Daniel D. E. 1991. Diffusion in saturated soil. I. Background. *ASCE: Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 117 (3): 467-483.
- [15] JUAREZ BADILO Y RICO RODRIGUEZ. 1991. *Mecánica de suelos*. Tomo III: Flujo de agua en suelos. LIMUSA, Mexico.
- [16] FERNUIK, N., and HAUG M. 1990. Evaluation of in situ permeability testing methods. *ASCE: Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 116 (2): 297-311.

ANEXO II-a

**DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DEL COEFICIENTE DE DIFUSIÓN, D,
Y DEL COEFICIENTE DE PARTICIÓN, K.****II-a.1 Pruebas de equilibrio**

Estas pruebas se llevan a cabo con el fin de determinar las características de adsorción del suelo con respecto a los iones de interés. Conviene realizar la prueba con un lixiviado simulado, en lugar de soluciones de iones individuales con el fin de considerar la competencia entre los diferentes iones por los sitios de intercambio del suelo.

La prueba consiste en mezclar el suelo con la solución de lixiviado. Una proporción suelo-solución 1:4 (en peso) es recomendable; para esto, se añaden 50 g de suelo (secado en horno) y 200 g de solución en un matraz Erlenmeyer. El matraz es tapado, colocado en un mezclador rotatorio, y mezclado por 48 horas a una temperatura de 23 °C \pm 2 °C. Después del periodo de mezclado, las muestras de la lechada suelo-solución de los matraces se vacían en los tubos de la centrifuga de 50 ml, se sellan y se centrifugan. El sobrenadante (líquido en la parte superior) de cada tubo se analiza para las concentraciones al equilibrio usando cromatografía de iones para los no metales, y espectroscopía de absorción de flama atómica para los metales.

Los resultados se grafican y se obtienen las isotermas de adsorción, (concentración sorbida, q , versus la concentración al equilibrio de la fase disuelta, C), para cada ión.

II-a-2 Pruebas de difusión

Los especímenes prueba de arcilla se preparan mezclando suelo completamente seco con agua standard (solución de 0.005 M CaSO_4), hasta obtener el contenido de humedad deseado. Después de la hidratación, el suelo se compacta, y los moldes de compactación se colocan en las celdas de difusión como se muestra en la Figura A-2.1. Para medir el cambio de volumen durante los periodos de mojado y de difusión se utiliza una probeta.

Más detalles sobre el sistema de Difusión pueden encontrarse en Shackelford (1988).

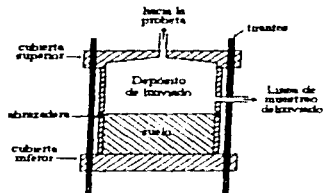


Figura A-2.1 Celda de difusión

En la prueba de difusión se distinguen tres etapas:

1) Etapa de Mojado

Las muestras de suelo se mojan con el agua estándar antes de comenzar la prueba de difusión para minimizar el transporte de masa debido a la succión del suelo. El suelo se moja hasta que los cambios de volumen en la probeta son insignificantes, esto indica que se ha establecido un equilibrio entre la solución en el recipiente y el suelo compactado. Después de alcanzado el equilibrio, la solución usada para mojar se retira del sistema, la celda se desmonta, y el suelo, el cual se ha expandido, se alisa a ras del molde. Después de alisarlo, la celda se vuelve a montar y la solución usada para mojar se reintroduce al sistema de tal forma que el equilibrio se restablece. El procedimiento dura entre 17 y 160 días dependiendo principalmente del tamaño del molde.

2) Etapa de difusión

La etapa de difusión se inicia drenando la solución (mojante) a través de la línea o puerto de muestreo en el recipiente. En seguida, el pH del lixiviado se ajusta al de la solución de mojado titulando el lixiviado con 0.1 M de ácido sulfúrico (H_2SO_4). El volumen de ácido sulfúrico añadido al lixiviado usualmente es < 0.5 ml, pero nunca > 2.0 . Finalmente, se toman muestras del lixiviado simulado para análisis químico de los iones de interés, y el lixiviado se introduce en el sistema de difusión. Las pruebas se desarrollan a temperaturas entre $21\text{ }^\circ\text{C}$ y $25\text{ }^\circ\text{C}$.

Una vez que la prueba de difusión comienza, la concentración del lixiviado en el recipiente se monitorea periódicamente retirando muestras a través del puerto de muestreo. Las muestras de lixiviado se analizan para los iones de interés, para determinar la variación en la concentración de éstos con el tiempo en el depósito de lixiviado.

3) Etapa de seccionamiento y extracción

Una vez terminada la etapa de difusión de la prueba, la cual puede durar de 30 a más de 100 días, la celda se desensambla. Se mide el peso final del molde de compactación más el suelo. Se extraen muestras de suelo, las cuales deben ser seccionadas en rebanadas de aproximadamente 0.254 cm de espesor para determinar la distribución del contenido de agua en la muestra, y el perfil de concentración de cationes para realizar un balance de masa y obtener los coeficientes de difusión efectivos. El contenido de agua de cada rebanada de obtiene por medio del secado en horno.

Una porción de suelo de cada rebanada se coloca en un tubo en la centrifuga con una solución extractora apropiada. Para extraer cationes de metales pesados de la muestra Farrah y Pickering (1978) recomiendan el uso soluciones de Ethilenediaminetetraacetate (EDTA). Shackelford recomienda H_2EDTA . Para extraer aniones puede utilizarse agua destilada desionizada. Los tubos se sellan y se colocan el mezclador rotatorio a 30 rpm al menos por 48 horas. Después de esto, los tubos son centrifugados por 30 minutos a 3000-4000 rpm. Finalmente, el flotante de los tubos se analiza para determinar las concentraciones de iones individuales.

II-a-3 Obtención del coeficiente de difusión efectiva

Para determinar el coeficiente de difusión efectiva se utilizan las concentraciones medidas en el depósito en conjunción con ecuaciones gobernantes y de frontera adecuadas.

Después de introducir el lixiviado en el depósito al tiempo cero ($t = 0$), ocurre transporte de masa de los constituyentes del lixiviado, vía difusión molecular, desde el depósito hacia el suelo. Este transporte trae consigo un decremento en la concentración de los constituyentes en el depósito de lixiviado como una función del tiempo. Ya que el fondo de la celda se encuentra cerrado durante la etapa de difusión, nada de la masa que entra al suelo en la interfase suelo-depósito puede salir del suelo en el fondo de la celda. Basándose en estas consideraciones se establecen las condiciones iniciales y de frontera para la celda de difusión.

El coeficiente de difusión, D_c , de los solutos en el suelo también puede determinarse por medio de la relación:

$$D_c = \tau D_0$$

Sin embargo, en muchas ocasiones, la relación anterior puede dar valores incorrectos, ya que generalmente no se tiene en consideración que los valores de D_{0c} dependen de las condiciones en las que ocurre la difusión, y comúnmente se utilizan valores de D_{0c} , obtenidos bajo condiciones ideales (dilución infinita, escala molecular).

Cuando la difusión no ocurre bajo condiciones ideales (soluciones concentradas, escala macroscópica), algunos efectos, poco significativos en condiciones ideales, se tornan importantes. Por ejemplo, cuando dos iones con carga opuesta se difunden en una solución, se establece un gradiente de potencial eléctrico; debido a esto, los iones de movimiento lento aceleran su migración, mientras que los iones de movimiento rápido la disminuyen, y como resultado ambos iones migran a la misma velocidad. Este potencial eléctrico, al igual que las interacciones soluto-soluto y solvente-soluto, afectan el valor de D_D . Como consecuencia, los coeficientes de difusión a solución libre en un lixiviado pueden ser mayores o menores que los coeficientes de difusión a dilución infinita.

Cloruro (Cl^-), es el soluto no reactivo más comúnmente utilizado para determinar el factor de tortuosidad aparente ($\tau = D(\text{Cl}^-) / D_D(\text{Cl}^-)$). Pueden obtenerse buenos resultados si se utiliza un valor apropiado para el coeficiente de difusión a solución libre, D_D . El máximo valor teórico de D_D para Cl^- es del orden de $2.0 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$.

Bibliografía

- [1] ROWE, R. K., CAERS, CH. J., and BARONE, F. 1988. Laboratory determination of diffusion and distribution coefficients of contaminants using undisturbed clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 25: 108-118.
- [2] SHACKELFORD, CH. D., and DANIEL, D.E. 1991. Diffusion in saturated soil. I: Background. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 117 (3): 467-483.
- [3] SHACKELFORD, CH. D., and DANIEL, D.E. 1991. Diffusion in saturated soil. II: Results for compacted clay. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 117 (3): 485-506.

CAPITULO III

**SISTEMA
DE
REVESTIMIENTO
CON
ARCILLAS**

III.1 MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS

Las arcillas están constituidas por partículas minerales menores a $2 \mu\text{m}$ de diámetro, formadas por intemperismo. Tienen una estructura cristalina, que consiste básicamente de aluminio, sílica y oxígeno. En ocasiones contienen silicatos de magnesio, hierro y otros metales. Sus átomos tienden a formar láminas. Existen dos variedades de láminas: la sílica y la aluminica. Los minerales de arcillas se clasifican en:

La Caolinita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_7(\text{OH})_4$), está formada por una lámina sílica y otra aluminica superpuestas. La firme unión de sus retículas no permite la adsorción de moléculas de agua ni de iones entre ellas. Su superficie específica (área superficial por unidad de masa) es pequeña, se encuentra en el rango de 5 a $20 \text{ m}^2/\text{g}$. es por esto que las arcillas con alto contenido de este mineral son muy estables.

La Montmorilonita ($(\text{OH})_2\text{Al}_2\text{Si}_4\text{O}_{20}\cdot\text{nH}_2\text{O}$), está formada por una lámina aluminica entre dos sílicas superpuestas. Las montmorilonitas son las arcillas más reactivas, especialmente la montmorilonita de magnesio. Sus superficies específicas varían de 700 a $800 \text{ m}^2/\text{g}$. Pueden absorber grandes cantidades de agua o iones entre sus retículas, esto produce un incremento de volumen en sus cristales, que se traduce en expansión. Por otra parte, esta capacidad de hincharse o expandirse conforme absorben agua, también significa que al secarse sufren una reducción de volumen en sus cristales, que se traduce en contracción. Las montmorilonitas tienen la conducta más contractiva-expansiva de todas las arcillas, mientras que las caolinita la menos.

La Illita ($\text{Al}_2\text{Si}_7\text{AlO}_{20}(\text{OH})_2\text{K}_{1-3}$), tiene estructura análoga a la Montmorilonita. Su superficie específica varía de 80 a $120 \text{ m}^2/\text{g}$. Su constitución interna manifiesta tendencia a formar grumos, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen, por esto su expansividad es menor y tienen un comportamiento más favorable.

La Clorita ($\text{Mg}_6\text{Si}_6\text{Al}_2\text{O}_{20}(\text{OH})_4$) contienen $\text{Mg}_6(\text{OH})_{12}$, es otro mineral común con conducta similar a la illita.

La Bentonita o Montmorilonita de Sodio, presenta expansividad en forma muy aguda, lo que las hace críticas en su comportamiento mecánico.

Un suelo arcilloso, también puede incluir sesquióxidos, los cuales se constituyen de aluminio hidratado y óxidos de hierro ($\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{nH}_2\text{O}$ y $\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot\text{nH}_2\text{O}$). La limonita, goeita y gibsitita son algunos ejemplos. Estas sustancias son generalmente amorfas y tiene propiedades electrostáticas menores que los minerales de arcilla que contienen silicatos. Los sesquióxidos actúan como agentes cementantes del suelo. [Refs. 10, 13]

III.1.1 La doble capa electrostática

Dentro de la estructura interna de las arcillas, cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa. La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. La partícula atrae a los iones positivos (cationes) de agua (H^+) y otros elementos químicos que existen como solutos en el agua como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. Debido a esto, cada partícula está rodeada de una capa de moléculas de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura (agua adsorbida). Cuando la partícula está seca, la capa de agua adsorbida es delgada, y los cationes están estrechamente ligados a la superficie de la partícula. Conforme la partícula se hidrata, los cationes se disocian de la superficie y se forman enjambres de iones en las proximidades de la superficie de la partícula. La superficie de la partícula y el enjambre de cationes forman lo que se conoce como la doble capa electrostática.

La superficie cargada negativamente tiende a repeler aniones, por lo que en las proximidades de esta superficie hay abundancia de cationes y relativamente pocos aniones. El efecto de la doble capa electrostática se extiende a una distancia a la cual el número de cationes en solución es igual al número de aniones, y por esto se extiende a mayor distancia en soluciones diluidas.

Los cationes asociados a la doble capa electrostática pueden ser desplazados por otros cationes en solución, este proceso se conoce como **intercambio catiónico**. Al número total de cargas positivas que pueden ser intercambiadas en un suelo (el cual es independiente del tipo de catión), se le llama **capacidad de intercambio catiónico**.

Gracias a este proceso, las partículas minerales de arcilla pueden cambiar cationes adsorbidos en su película superficial. Las caolinitas son menos susceptibles de intercambiar sus cationes que las montmorilonitas, y las illitas poseen la propiedad en grado intermedio.

Caolinita < Illita < Clorita < Montmorilonita < Bentonita

La capacidad de intercambio crece con el grado de acidez, es mayor si el pH del suelo es menor. También crece con la velocidad y concentración de la solución que circule a través de la masa de suelo.

El intercambio catiónico es un proceso importante, ya que afecta el transporte o migración de iones en solución, y como se verá posteriormente también afecta la conductividad hidráulica de las arcillas.

Diversos cationes pueden estar ligados a la superficie de las partículas. La fuerza con que se unen depende del radio iónico y la valencia del catión: A mayor radio iónico y mayor valencia, más fuerte será la unión. El radio iónico de los cationes se ve afectado por la hidratación, ya que las moléculas polares del agua son atraídas por el ion.

El orden normal de preferencia de intercambio catiónico es:



Sin embargo si un suelo es inundado con una solución que contiene una gran concentración de algún catión, el orden normal de intercambio catiónico puede invertirse.

Algunas partículas pueden también atraer aniones. Aunque la superficie de las partículas está cargada negativamente, generalmente las orillas tienen carga positiva; debido a que el área de la superficie excede por mucho al área en las orillas, la capacidad de intercambio catiónico excede por mucho a la capacidad de intercambio aniónico. La caolinita, por ejemplo, posee alta capacidad de intercambio aniónico. [Refs. 4, 10]

III.2 ARCILLAS COMPACTADAS

Las arcillas son suelos naturales de baja permeabilidad. Sin embargo, con el fin de mejorar las características de estos suelos, generalmente se recurre a la compactación, con la que pueden alcanzarse coeficientes de permeabilidad en rangos de 10^{-7} a 10^{-11} m/s. La compactación es el proceso mecánico, cuyo objetivo principal es obtener un suelo estructurado de tal manera que posea y mantenga un comportamiento adecuado durante toda la vida útil de una obra. El proceso implica una reducción rápida de los vacíos, como consecuencia en el suelo ocurren importantes cambios de volumen, ligados a la pérdida de aire, ya que por lo general, no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. Siempre queda aire atrapado en el suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

La prueba Proctor, aunque no es el único método, es el más frecuentemente utilizado en la práctica para el control de un proceso de compactación. Se aplica con mayor frecuencia en el control de propiedades tales como valor relativo de soporte, compresibilidad o resistencia al esfuerzo cortante, pero también puede aplicarse en el caso de la permeabilidad. [Refs. 12, 15]

III.2.1 Curva Proctor

Proctor fue quien visualizó la correlación entre los resultados de un proceso de compactación y el aumento del peso volumétrico seco del material compactado, también observó el papel que desempeña el contenido de agua del suelo dentro de este proceso. Observó que con contenidos de humedad crecientes, a partir de valores bajos, se obtienen mayores pesos volumétricos secos para el material compactado, utilizando la misma energía de compactación; pero observó también que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad rebasa cierto valor, los pesos volumétricos secos disminuyen. La

curva se obtiene determinando el peso volumétrico seco que resulta de compactar varias muestras del mismo suelo con diferente contenido de humedad, cada una de las muestras proporciona un punto de la curva (Figura 3.1).

En el caso de arcillas compactadas, generalmente la curva muestra un máximo absoluto. El peso volumétrico seco correspondiente al máximo absoluto recibe el nombre de **peso volumétrico seco máximo** (γ_{dmax}); la humedad con la que tal máximo se consigue se denomina **humedad óptima** (W_{op}), y representa el contenido de humedad con el cual el procedimiento de compactación produce la máxima eficiencia.

Como ya se dijo, un suelo arcilloso compactado nunca llegará estar completamente saturado, sin importar que tan grande sea el esfuerzo de compactación ni que tan grande sea la cantidad de agua que se agregue, esto se debe a su baja permeabilidad. Por esta razón, la curva de compactación se desarrolla siempre por debajo de la curva de saturación total. La curva de saturación indica el contenido de humedad que saturaría a una muestra que se compacta a determinado peso volumétrico [Refs. 12, 15]. El grado de saturación disminuye rápidamente para contenidos de humedad abajo del óptimo, pero es casi constante para contenidos de agua arriba de dicho límite.

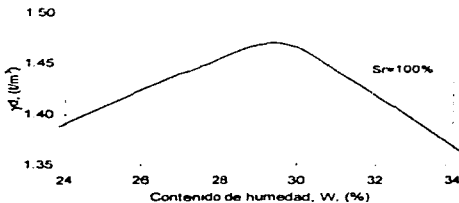


Figura 3.1 Curva de compactación

III.3 RELACIÓN PERMEABILIDAD - CURVA DE COMPACTACIÓN

La relación de la permeabilidad con el contenido de humedad y el peso volumétrico seco (γ_d y W), fue investigada por Lambe (1968). La conducta general de la permeabilidad con la compactación se muestra en la Figura 3.2. Como se ve, la permeabilidad en arcillas compactadas alcanza su valor mínimo del lado húmedo del óptimo ($W > W_{op}$) y con un peso específico seco menor a γ_{dmax} . Esto significa que para una arcilla dada, la permeabilidad puede minimizarse si se compacta a una cierta humedad y peso específico. [Ref. 12]

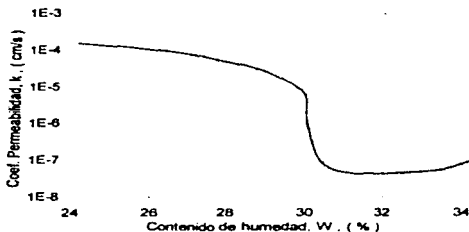


Figura 3.2 Relación permeabilidad - curva de compactación

III.3.1 Relación Estructura - Condiciones de Compactación

Las propiedades de los suelos finos compactados, incluyendo la permeabilidad, están condicionadas por la estructura que éstos adquieren bajo determinadas condiciones de compactación. Por esta razón, para entender el comportamiento de estos suelos, es necesario conocer la influencia de estas condiciones, entre las que destacan el contenido de humedad y el grado de saturación del suelo.

III.3.1.a Humedad de Compactación

De los estudios encaminados a explicar la conducta de la curva de compactación y su relación con la permeabilidad en base a la influencia que tiene el contenido de humedad sobre la estructura, han resultado dos teorías.

La Teoría de la orientación de las partículas, fue propuesta por Lambe (1958). Se basa en el arreglo individual de las partículas, las cuales están cargadas negativamente, y tienden a atraer a los iones positivos del agua que forman la doble capa electrostática (Figura 3.3). Además de esa interacción, existe otra de partícula a partícula, debida a fuerzas de acción a distancia; estas fuerzas se componen de una atracción electromagnética (fuerzas de Van der Waals) y una repulsión entre los estratos positivos de las dobles capas eléctricas de cada partícula. Las fuerzas de repulsión son función exponencial de la distancia entre partículas y aumentan al disminuir la concentración de electrólitos. Las fuerzas de Van der Waals son independientes de la concentración de electrólitos.

La estructura queda determinada por dos factores principales, que son la magnitud relativa de las fuerzas de atracción y repulsión de las partículas y el monto de la deformación angular que el suelo haya sufrido debido a estas. A mayor repulsión y mayor deformación angular, corresponde un mayor grado de orientación de las partículas.

Quando el contenido de humedad es bajo, se limita el desarrollo de la doble capa electrostática y la concentración de iones es muy alta. A esta situación corresponden pequeñas repulsiones entre las partículas y altos esfuerzos efectivos por capilaridad; como consecuencia se tendrá un suelo con alta resistencia a la deformación y bajo grado de orientación de partículas. Si aumenta el contenido de agua, crecen las fuerzas de repulsión y disminuyen los esfuerzos capilares, con lo que se reduce la resistencia del suelo a la deformación. Con método y energía de compactación iguales un suelo compactado con mayor contenido de agua sufrirá mayores deformaciones angulares y alcanzará una estructura con mayor grado de orientación. Con un mayor contenido de agua, aumenta el grado de orientación de las partículas. Si se hace variar la energía de compactación, con mayor energía habrá más tendencia a lograr mayor orientación de las partículas. En la figura se muestran dos arreglos extremos de las partículas sólidas, entre los que según esta teoría, puede variar un suelo arcilloso real.

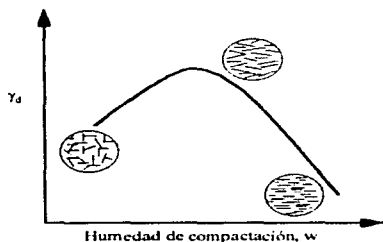


Figura 3.3 Estructura del suelo propuesta por Lambe

Lambe afirma que la conductividad hidráulica de un suelo compactado del lado húmedo del óptimo, es menor que la de ese mismo suelo compactado del lado seco, ya que el suelo con estructura floculada tiene poros o vacíos más grandes que el suelo con estructura dispersa. [Refs. 1, 12, 15]

La Teoría de los grumos, fue propuesta por Olsen (1962). Se basa también en el comportamiento eléctrico de las partículas de arcilla, las cuales atraen a las moléculas de agua. Cuando el contenido de humedad es poco, las partículas tienden agruparse en grumos. De esta manera, la microestructura de los suelos arcillosos, está determinada por una distribución bimodal de los poros: las partículas se agrupan en grumos con poros muy finos, mientras que entre los grumos se forman macroporos. Al aumentar el contenido de humedad, los grumos se vuelven suaves y remoldeables, por lo que el tamaño de los macroporos disminuye.

Las partículas de arcilla no son visibles a simple vista, por lo que resulta difícil determinar en forma precisa el arreglo estructural de un suelo. Sin embargo en fechas recientes, fotografías de especímenes de arcilla compactada obtenidas por medio de microscopios electrónicos de barrido, han confirmado la teoría propuesta por Olsen. Los especímenes fotografiados presentan estructura homogénea y sin evidencia de grumos cuando se compactan con humedad mayor a la óptima, mientras que un suelo compactado del lado seco tiene en cambio, una estructura aglomerada o con grumos.

Olsen sugiere que la mayor parte del flujo de agua en arcillas compactas, ocurre en poros relativamente grandes localizados entre los grumos y no entre las partículas dentro de los grumos. Los grumos húmedos son suaves y más fáciles de remoldear que los grumos secos y duros. Así, cuando un suelo es compactado con humedad mayor a la óptima, se forman grumos suaves y remoldeables, obteniéndose tamaños pequeños de poro entre los grumos y una permeabilidad baja. [Refs. 1, 12, 15]

Las curvas de compactación pueden resultar diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua, o si se parte de un suelo húmedo que se va secando según avanza la prueba. En el primer caso se obtienen pesos volumétricos mayores que en el segundo, para un mismo suelo, con el mismo método de compactación y con los mismos contenidos de agua. Como ya se mencionó, este fenómeno se conoce como **histéresis**. La explicación de este fenómeno puede ser que cuando el suelo está seco y se le agrega agua, esta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrarlos sólo después de algún tiempo. Por otra parte cuando el agua se evapora, aún bajo tensiones capilares importantes, los grumos siguen estando saturados, mientras que la desaturación se manifiesta en la entrada de aire en los macroporos, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna. Se tiene entonces condiciones diferentes en los grumos del suelo con un mismo contenido de humedad. En el primer caso, la presión capilar entre los grumos es menor por el exceso de agua, en comparación con el segundo caso, en el que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más. Por lo tanto, en el primer caso será menor la unión entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso. [Refs. 1, 13, 15]

III.3.1.b Grado de saturación

El modo como influye el agua en un suelo no saturado es mucho más complejo que en el caso de un suelo, ya que en estado no saturado se presenta el fenómeno de tensiones capilares (succión).

El fenómeno de las tensiones capilares en masas porosas sujetas a evaporación, se manifiesta en contracciones volumétricas de la masa, debidas a la formación de meniscos de agua en los poros de la misma, entre los cuales se generan tensiones, que producen como reacción esfuerzos de compresión en las paredes de los poros, que tienden a cerrarlos. Cabe señalar que muchas masas de suelos no saturados deben su estabilidad a este fenómeno. Al saturarse el suelo, se establece una red de escurrimiento capaz de anular las tensiones en la masa del suelo, lo cual causa la pérdida de estabilidad, como en el caso de taludes o de las arenas pumíticas en la zona Poniente del D.F.

En cuanto a la permeabilidad, en el punto II.2, se describió la relación $k(\psi)$, donde ψ , es a su vez, función del contenido de humedad volumétrico, θ , y $\theta = nS_v$. (Figura 2.6).

Por su parte Mitchel y Marsal, ha estudiado el efecto del grado de saturación en la permeabilidad de las arcillas compactadas, que aumenta siempre con dicho grado de saturación.

Durante el proceso de compactación, el contenido de agua de los suelos finos permanece constante, de manera que el grado de saturación crece si se incrementa la energía de compactación, y se alcanza mayor peso volumétrico.

III.3.1.c Método de compactación

Rodillos pata de cabra, rodillos lisos y neumáticos, pisones y rodillos apisonadores, y equipo vibratorio, son los equipos más comúnmente utilizados para compactar suelos. En laboratorio los métodos de compactación se clasifican en tres tipos: a) compactación por impactos, que corresponde al uso de pisones y rodillos apisonadores. b) compactación por amasado, que corresponde al uso de rodillos pata de cabra. c) compactación por aplicación de carga estática, que corresponde al uso de rodillos lisos y neumáticos. Además se han comenzado a utilizar algunos dispositivos de laboratorio para compactar por vibración. Aunque se supone que estos métodos reproducen las condiciones del proceso de campo, en muchos casos no es fácil establecer condiciones que puedan considerarse representativas. [Ref. 2, 10, 12, 15]

Por efecto del método de compactación, puede darse el caso en que se tengan dos especímenes de suelo compactados con diferentes procesos, de igual peso volumétrico seco e igual contenido de humedad, obteniéndose variaciones significativas en propiedades tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad y succión.

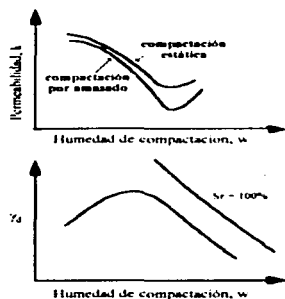


Figura 3.4 Efecto de la estructura sobre la permeabilidad

No es posible comparar los diversos métodos de compactación por medio de la energía de compactación utilizada, ya que existen factores imponderables que influyen en la eficiencia de cada método. Para medir los efectos del método de compactación, lo que se hace es comparar los procedimientos que llevan al suelo a un mismo peso volumétrico seco y con el mismo contenido de agua (Figura 3.4). De esta manera, la única diferencia de propiedades del suelo que puede obtenerse se debe únicamente a una diferencia de estructuras. Se ha comprobado que utilizando compactación por amasado la arcilla adquiere una estructura más favorable respecto a los rodillos lisos y demás equipos de compactación.

Compactación por amasado (Rodillo Pata de Cabra).

Estos compactadores concentran su peso sobre la pequeña superficie de un conjunto de puntas, ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas puntas penetran. La presión que ejerce el rodillo pata de cabra no es uniforme en el tiempo. Los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes con un máximo en el instante en el que el vástago está vertical y en su máxima penetración, a partir de ese momento la presión disminuye hasta que sale el vástago. La acción del rodillo hace progresar la compactación de abajo hacia arriba. Produce dos resultados muy deseables que son una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas sucesivas.

La mayor eficiencia de los vástagos, se obtiene con los de forma plana o ligeramente biselados, de sección transversal cuadrada de área grande.

El número de pasadas con un rodillo pata de cabra: Por lo general, disminuye el incremento de peso volumétrico por pasada al aumentar la plasticidad. El número de pasadas adecuado depende del tipo de suelo.

Se observa que con las presiones y mediante las pasadas no cambia la compactación por lo que se presume que la presión del vástago carece de importancia, aunque se considera un valor mínimo de 8 kg/cm² si el área es menor de 75 a 90 cm².

Cuando aumenta la presión de contacto aumenta *w*. Para un número de pasadas dado el incremento de *a* trae consigo aumento de *gd*. El aumento de área disminuye el número de pasadas necesario. Rinden sus mejores resultados en suelos finos, logra mayor uniformidad y es más eficiente que el compactador neumático, ya que la concentración de presión en sus patas permite desintegrar los grumos.

Los rodillos pata de cabra con aditamento vibratorio se recomiendan para compactar suelos finos arcillosos, su uso permite utilizar mayor espesor de capa. La compactación complementada con vibración resulta más eficiente, ya que se obtienen mayores pesos volumétricos y los contenidos de humedad requeridos son menores que los de un sistema sin vibración. [Refs. 10, 15]

III.3.1.d Energía de compactación

Se entiende por energía específica de compactación o esfuerzos de compactación, a la energía que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate. En laboratorio las dos pruebas de compactación más comúnmente utilizadas son la prueba Proctor estándar (ASTM D 698-78) y la Proctor modificada (ASTM D 1557-78). Esto se debe a la facilidad con que puede evaluarse la energía de compactación. En pruebas de compactación por amasado o con presión estática la evaluación resulta muy compleja. Las pruebas Proctor son pruebas de compactación por impactos, y consisten en dejar caer un pison desde cierta altura un determinado número de veces por capa. La energía empleada está dada por la expresión:

$$E_c = \frac{NnWh}{V}$$

donde:

- N* = número de golpes del pison compactador por capa
- n* = número de capas que se disponen hasta llenar el molde
- W* = peso del pison compactador
- h* = altura de caída del pison
- V* = volumen total del molde de compactación

La curva de compactación varía al cambiar la energía específica. Como se muestra en la Figura 3.5, al aumentar la energía de compactación, se incrementa γ_{dmax} y se reduce w_{op} . Las curvas superior e inferior corresponden a los esfuerzos compactivos de las pruebas Proctor modificada y Proctor estándar respectivamente.

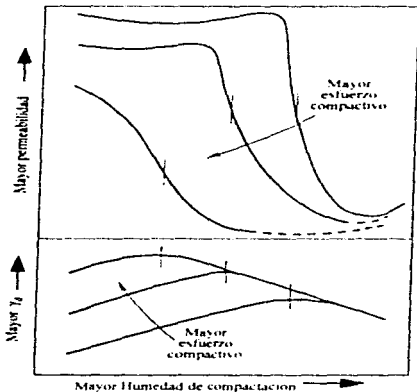


Figura 3.5 Influencia del esfuerzo compactivo y del contenido de humedad

Para un contenido de humedad de compactación dado, el grado de saturación crece si se incrementa la energía de compactación y se alcanza mayor peso volumétrico. Cuando el suelo tiene un contenido de agua superior al óptimo, el aumento de energía de compactación resulta muy poco eficiente.

Se ha observado que incrementando el esfuerzo compactivo se puede reducir la permeabilidad. Mitchell reporta reducciones en la conductividad hidráulica hasta de 100 veces, incrementando el esfuerzo compactivo. El incremento en el esfuerzo tiene menor eficiencia al aumentar el contenido de humedad.

En campo, pueden obtenerse esfuerzos compactivos grandes utilizando capas de suelo delgadas. Por otra parte, se sabe que los rodillos pesados son significativamente más

efectivos para producir baja permeabilidad que los rodillos ligeros. Con respecto al uso de la vibración, se sugiere que un rodillo vibratorio debería producir mayor esfuerzo compactivo que el rodillo estático; sin embargo Elsbury encontró que aunque el número de pasadas es menor, resultan pesos volumétricos secos menores y permeabilidades mayores, por lo que concluye que la vibración no resulta conveniente. Otra de las formas de incrementar el esfuerzo compactivo en campo, es por medio de pasadas adicionales del rodillo. [Refs. 9, 11, 12, 15]

III.4 ANISOTROPÍA

Un medio poroso es considerado anisotrópico cuando presenta distintos valores de conductividad hidráulica en las diferentes direcciones k_x , k_y y k_z , en que el agua puede fluir. Si la conductividad es la misma en todas direcciones ($k_x = k_y = k_z$), entonces el medio es isotrópico. En el caso de las arcillas compactadas, la anisotropía podría presentarse por tres causas:

- 1) La primera debido al achatamiento de los grumos de arcilla durante la compactación. Sin embargo esta no constituye una gran fuente de anisotropía, es más bien insignificante.
- 2) La segunda puede deberse a una variación en la densidad. El suelo en las capas más bajas es probablemente más denso que el suelo en la parte superior, ya que las capas inferiores reciben la energía compactiva de las capas sobreyacentes. Cuando el flujo es vertical, la zona más baja y densa controla la permeabilidad (k_v); mientras que con flujo horizontal, la zona superior menos densa controla la permeabilidad (k_h). Boynton y Daniel encontraron que la relación entre la conductividad hidráulica horizontal y vertical (k_h / k_v), se incrementa desde un valor de 1.0 para el suelo compactado del lado seco del óptimo hacia un valor de 1.2 para el suelo compactado con la humedad óptima. Para fines prácticos, esta diferencia puede despreciarse.
- 3) La otra fuente se presenta en las uniones o enlaces de las capas de suelo, ya que el suelo es evidentemente más permeable en estas interfaces que dentro de las capas. Como es de esperarse, existe un espesor de capa máximo bajo el cual un rodillo compactador puede remodelar y unificar los grumos y además obtener un buen enlace intercapa para un suelo dado y con cierto contenido de humedad (Figura 3.6). Es común usar espesores de capa de suelo de 20-23 cm y un espesor de capa compactada de 15 cm. (Herman y Elsbury). Daniel propone un espesor de capa de acuerdo a la longitud de las patas del rodillo, de esta manera la pata puede penetrar completamente la capa (incluyendo el suelo suelto de la superficie de la capa subyacente) y compactar completamente la parte interfacial. [Refs. 2, 10]

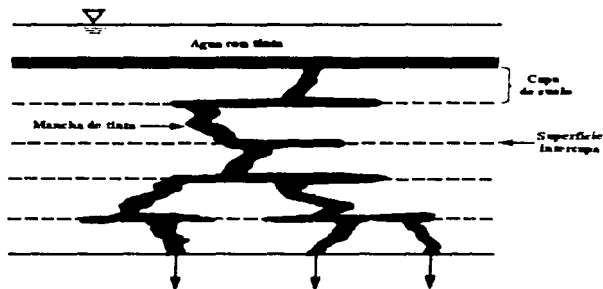


Figura 3.6 Influencia de las superficies intercapa en la conexión de defectos hidráulicos

III.5 EFECTO DE FACTORES AMBIENTALES SOBRE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

Es sabido que la desecación y el congelamiento pueden deteriorar las propiedades de los revestimientos de arcilla.

III.5.1 Desecación

La desecación genera en el suelo fisuras o grietas que pueden propagarse a varias pulgadas de profundidad en pocas horas. Estas grietas debidas a la falta de humedad, tienen su explicación por una parte en efectos capilares, que causan contracciones de volumen en la masa de suelo. Por otra parte la conducta del revestimiento en este aspecto, es más desfavorable en arcillas expansivas-contractivas como la Montmorilonita.

Cuando el suelo se humedece, las grietas tienden cerrarse, pero la conductividad hidráulica no es tan baja como se tenía originalmente, a menos que se aplique al suelo una presión de confinamiento que cierre las grietas. Una capa de terreno arcilloso no expansivo ayuda a proteger la superficie del revestimiento durante las estaciones secas, ya que dificulta el agrietamiento por retracción.

Aunque no se ha establecido un espesor del revestimiento que pueda considerarse razonable, los casos historia reportados indican que espesores de 20 - 60 cm no son adecuados para este tipo de proyectos debido a la profundidad que pueden alcanzar las grietas. [Ref. 3]

III.5.2 Congelamiento

Chamberlain y La Plante (1990), encontraron que las arcillas compactadas sujetas a ciclos de congelamiento - descongelamiento muestran incrementos en la conductividad hidráulica del orden de 10 a 100 veces su valor original. Además Daniel (1992), observó que el efecto es más desfavorable en arcillas compactadas con humedad mayor a la óptima; encontró que en estas condiciones el incremento era del orden de 70 a 300 veces, mientras que para arcillas compactadas con humedad menor a la óptima se incrementaba en un factor de 6. También estudió la influencia de la energía de compactación en el comportamiento de las arcillas sujetas a congelamiento - descongelamiento, y encontró que no tenía efectos de importancia. [Ref. 19]

Varios intentos se han realizado para documentar los cambios en la estructura del suelo debido a congelamiento - descongelamiento, sin embargo hasta la fecha ninguno de los reportados resulta consistente.

III.6 EFECTO DE AGENTES QUÍMICOS EN ARCILLAS

Las posibles reacciones que pueden presentarse entre arcillas y permeantes químicos son muy numerosas. La posibilidad de predecir alteraciones en la estructura de las arcillas se complica cuando el permeante es un lixiviado, debido a la variabilidad de su composición.

Sin embargo, la capacidad de intercambio catiónico de los suelos arcillosos y la constante dieléctrica de los permeantes químicos, parecen ser dos factores determinantes del grado en que un suelo sufre alteraciones en su estructura y en sus propiedades.

III.6.1 Constante dieléctrica de los fluidos permeantes

La permeabilidad de una arcilla varía con el fluido que se utiliza como permeante. Green, atribuye esta diferencia en la permeabilidad, a las constantes dieléctricas de los fluidos permeantes. Aunque los resultados no siempre concuerdan, existe una buena correlación entre la permeabilidad y la constante dieléctrica del permeante: A mayor constante dieléctrica, mayor permeabilidad. Esto encuentra su explicación en el hecho de que los fluidos con mayor constante dieléctrica poseen átomos muy estables, debido a esto interactúan muy poco con las partículas de arcilla y fluyen con mayor velocidad. Los fluidos

con constante dieléctrica alta causan poca o ninguna alteración en la estructura de las arcillas.

Por el contrario, los líquidos orgánicos e inorgánicos ácidos y básicos, que incluyen los residuos clasificados como peligrosos por su corrosividad según las Normas Oficiales Mexicanas de Ecología, son sustancias muy reactivas, sobre todo en forma pura, que poseen constantes dieléctricas bajas, capaces de alterar la estructura de las arcillas, y en consecuencia su permeabilidad.

Al respecto, Bowders y Daniel (1987), investigaron los efectos de diferentes permeantes orgánicos en diferentes concentraciones sobre caolinita e illita-clorita:

En sus estudios encontraron que en algunos casos la permeabilidad puede incrementarse debido a la contracción de la doble capa electrostática que rodea a las partículas del suelo, que como consecuencia provoca la formación de macroporos o rupturas.

Pruebas con Metanol en Caolinita e Illita-Clorita: Los resultados de pruebas con varias concentraciones de Metanol, muestran que solo en forma pura, éste incrementa la permeabilidad en ambos suelos. Las soluciones diluidas de metanol parecen tener una constante dieléctrica suficientemente alta, por lo cual no causan contracción en la doble capa. (Tablas 3.1, 3.2)

3.1 Permeabilidad de la Caolinita usando diferentes concentraciones de Metanol

Concentración de Metanol en agua (%)	Permeámetro de pared flexible (cm/s)		Permeámetro de pared rígida (cm/s)	
	kf	kf/kw	kf	kf/kw
0	6.0×10^{-8}	1.00	1.0×10^{-7}	1.00
20	4.5×10^{-8}	0.75	6.1×10^{-8}	0.61
40	3.8×10^{-8}	0.63	6.7×10^{-8}	0.67
60	4.8×10^{-8}	0.80	7.4×10^{-8}	0.74
80	6.3×10^{-8}	1.05	1.0×10^{-7}	1.00
100	1.0×10^{-7}	1.70	7.5×10^{-7}	7.50

3.2 Permeabilidad de la Illita-Clorita usando diferentes concentraciones de Metanol

Concentración de Metanol en agua (%)	Permeámetro de pared flexible (cm/s)		Permeámetro de pared rígida (cm/s)	
	kf	kf/kw	kf	kf/kw
0	7.9×10^{-8}	1.00	1.8×10^{-8}	1.00
20	1.0×10^{-7}	0.77	9.3×10^{-8}	0.37
40	7.6×10^{-8}	1.00	3.0×10^{-8}	3.20
60	4.4×10^{-9}	0.73	1.8×10^{-7}	2.20
80	8.9×10^{-9}	0.56	2.7×10^{-7}	0.34
100	6.9×10^{-9}	1.20	2.0×10^{-6}	0.44

kf: permeabilidad con permeante químico
kw: permeabilidad con agua

En otros casos la permeabilidad puede decrecer debido a la disolución de constituyentes del suelo, los cuales al precipitarse, obstaculizan los poros del suelo y reducen la permeabilidad.

Pruebas con Acido Acético en Caolinita e Illita-Clorita: La permeabilidad decrece en casi todas las pruebas con distintas concentraciones: (Tablas 3.3, 3.4). El incremento en una de las pruebas se debió a que el volumen de flujo excedió la capacidad de amortiguamiento de la arcilla.

3.3 Permeabilidad de la Caolinita usando diferentes concentraciones de Acido Acético

Concentración de Acido Acético en agua (%)	Permeámetro de pared flexible (cm/s)		Permeámetro de pared rígida (cm/s)	
	kl	kl'kw	kl	kl'kw
0	6.0×10^{-8}	1.00	1.0×10^{-7}	1.00
20	4.7×10^{-8}	0.87	9.8×10^{-8}	0.99
40	3.8×10^{-8}	0.54	1.6×10^{-7}	0.94
60	3.4×10^{-8}	0.49	8.3×10^{-8}	0.16
80	3.2×10^{-8}	0.46	4.4×10^{-8}	0.63
100	5.4×10^{-8}	0.77	6×10^{-7a}	> 2.3

3.4 Permeabilidad de la Illita-Clorita usando diferentes concentraciones de Acido Acético

Concentración de Acido Acético en agua (%)	Permeámetro de pared flexible (cm/s)		Permeámetro de pared rígida (cm/s)	
	kl	kl'kw	kl	kl'kw
0	7.9×10^{-8}	1.00	1.8×10^{-8}	1.00
20	1.4×10^{-9}	0.07	2.0×10^{-9}	0.10
40	5.4×10^{-10}	0.05	1.6×10^{-9}	0.11
60	1.5×10^{-9}	0.21	8.2×10^{-10}	0.02
80	1.5×10^{-9}	0.17	2.2×10^{-10}	0.02
100	1.1×10^{-9}	0.22	1.5×10^{-10}	0.02

kl: permeabilidad con permeante químico

kl'kw: permeabilidad con agua

Algunos líquidos orgánicos como el Heptano y el Tricloroetileno, son poco solubles en agua, por lo cual no pueden alterar sus propiedades dieléctricas, y por lo tanto no alteran la estructura del suelo ni la permeabilidad. (dentro de sus límites de solubilidad en agua). Sin embargo en forma pura, sí provocan cambios en la permeabilidad. En el agua contenida en los poros de la arcilla, existen partículas insolubles que se encuentran en suspensión debido a fuerzas de atracción y repulsión. Algunas partículas sedimentan por gravedad a una cierta velocidad. La presencia de los permeantes antes mencionados, puede romper con el equilibrio de las fuerzas que mantienen a las partículas en suspensión (floculación); lo cual provoca que las partículas sedimenten con mayor velocidad. De acuerdo con este análisis, si un líquido orgánico neutro no altera la velocidad de sedimentación de partículas, el líquido no altera la permeabilidad; si el líquido altera la velocidad de sedimentación, entonces puede reducirla. (Tablas 3.5, 3.6, 3.7, 3.8)

3.5 Permeabilidad de la Caolinita usando Heptano puro y disuelto en agua (53 mg/l)

Concentración de Heptano	Permeámetro de pared flexible (cm/s)		Permeámetro de pared rígida (cm/s)	
	kf	kfk _w	kf	kfk _w
53 mg/l	7.0×10^{-7}	1.00	7.1×10^{-8}	0.78
Puro	2.3×10^{-9}	0.01	2.5×10^{-5}	1.00

3.6 Permeabilidad de la Illita-Clorita usando Heptano puro y disuelto en agua (53 mg/l)

Concentración de Heptano	Permeámetro de pared flexible (cm/s)		Permeámetro de pared rígida (cm/s)	
	kf	kfk _w	kf	kfk _w
53 mg/l	5.0×10^{-9}	1.00	1.3×10^{-8}	1.00
Puro	1.0×10^{-5}	200	1.0×10^{-5}	660

3.7 Permeabilidad de la Caolinita usando TCE puro y disuelto en agua (1,100 mg/l)

Concentración de TCE	Permeámetro de pared flexible (cm/s)		Permeámetro de pared rígida (cm/s)	
	kf	kfk _w	kf	kfk _w
1,100 mg/l	7.6×10^{-7}	0.95	7.1×10^{-8}	1.20
Puro	1.0×10^{-10}	0.001	1.4×10^{-5}	140

3.8 Permeabilidad de la Illita-Clorita usando TCE puro y disuelto en agua (1,100 mg/l)

Concentración de TCE	Permeámetro de pared flexible (cm/s)		Permeámetro de pared rígida (cm/s)	
	kf	kfk _w	kf	kfk _w
1,100 mg/l	5.1×10^{-9}	0.80	2.1×10^{-8}	1.50
Puro	2.7×10^{-10}	0.05	5.0×10^{-6}	500

kf: permeabilidad con permeante química
 kw: permeabilidad con agua

III.6.2 Capacidad de intercambio catiónico del suelo

Otra propiedad importante, que puede alterar la permeabilidad, es la capacidad de intercambio catiónico. La alteración de las propiedades mineralógicas y químico-coloidales ocurren en el siguiente orden de intensidad:

Montmorilonita de Sodio >> Montmorilonita de Calcio >> Illita >> Caolinita

La conductividad hidráulica de un suelo puede ser afectada por la fuerza y tipo de cationes contenidos en el agua del suelo. El impacto del soluto se incrementa con la cantidad de partículas de suelo con carga eléctrica negativa, el cual es mayor en las montmorilonitas y menor en la caolinita. A causa del incremento en la salinidad, el suelo sufre una expansión que puede reducir la conductividad hidráulica. A medida que la doble capa electrostática aumenta su espesor, la conductividad hidráulica decrece, ya que los minerales de arcilla

tienen a expandirse en el espacio de poro. El sodio es especialmente importante en este proceso, ya que el espesor de la doble capa electrostática es grande cuando contiene iones de sodio monovalente, el cual tiende a debilitar los enlaces entre las partículas de arcilla. El efecto de expansión es reversible si el agua salina es desalojada de los poros. Sin embargo, si se desprenden partículas pequeñas de la estructura, éstas pueden ser transportadas por el flujo de agua hasta quedar alojadas en poros muy pequeños. Esto podría causar una reducción irreversible a la conductividad hidráulica. [Ref. 10]

Pruebas realizadas por Jarandanan y Stephenson (1989), en Montmorilonita y Caolinita expuestas a distintos permeantes, mostraron los siguientes resultados:

3.9 Permeabilidad en Montmorilonita y Caolinita en presencia de diferentes permeantes

Permeantes	Efectos en Montmorilonita de Magnesio	Efectos en Caolinita
Acido Acético	La permeabilidad se triplica	La permeabilidad no se ve alterada
Anilina (Base)	Muestra conducta impermeable	La permeabilidad decrece
Metanol (neutro polar)	La permeabilidad se duplica	La permeabilidad aumenta ligeramente
Xileno (neutro no polar)	Muestra conducta impermeable.	La permeabilidad decrece

Los ácidos fuertes y las bases fuertes pueden disolver los minerales de arcilla, esto da como resultado una pérdida de masa, la cual incrementa el espacio de poro efectivo e incrementa la permeabilidad.

La Caolinita es una arcilla no expansiva de alta capacidad de intercambio catiónico, no contiene carbonatos. Debido a esto no presenta cambios significativos en la permeabilidad ante la presencia de los diferentes permeantes.

La Montmorilonita, en cambio, es una arcilla expansiva de alta capacidad de intercambio catiónico. Contiene carbonatos, los cuales reaccionan con el ácido acético, incrementando la permeabilidad.

Estudios realizados por Brown y Anderson, muestran que la anilina causa un incremento en la permeabilidad de varias arcillas de entre 10 y 100 veces. El mayor incremento ocurre en la esmectita no calcárea y el menor en la Caolinita. Atribuyen el incremento a la alteración de la estructura, en una con poros visibles y rupturas en la superficie de las muestras.

Según evidencias experimentales (Jarandanan, Bowders, Foreman), las diferencias entre los límites de Atterberg obtenidos con agua, y los obtenidos con permeantes orgánicos,

parecen ser un buen indicador del grado en el que un líquido puede alterar la estructura de la arcilla y la permeabilidad.

Existe muy poca bibliografía acerca de los efectos de los permeantes inorgánicos sobre la permeabilidad de las arcillas. En 1987, Peirce, y otros investigadores realizaron pruebas al respecto, pero no obtuvieron resultados confiables debido al permeante estándar utilizado. Sin embargo, puede establecerse que la forma de acción de los permeantes químicos inorgánicos es similar a la de los permeantes orgánicos.

Cabe hacer la observación de que las pruebas de laboratorio en arcillas, se realizan generalmente con sustancias puras. En los casos reales, la variabilidad en la composición de los desechos hace impredecibles los cambios en las propiedades del suelo (Brandl, 1992). Aún así, estos parámetros resultan útiles, ya que proporcionan tendencias de comportamiento.

III.6.3 Estabilización de arcillas compactadas contra el ataque de permeantes químicos.

Como ya se mencionó, la baja conductividad hidráulica inicial de las arcillas puede incrementarse cuando se expone a ciertos permeantes químicos.

De las propiedades importantes en el análisis de problemas geotécnicos, ninguna está más influenciada por la estructura que la conductividad hidráulica. Los esquemas de estabilización de las arcillas están basados en la premisa de que la baja conductividad hidráulica inicial puede mantenerse si se previenen los cambios en la estructura inicial durante la permeación. [Ref. 5]

Los métodos para estabilización pueden ser mecánicos y químicos:

Los métodos químicos consisten en la adición y mezcla de las arcillas con limo, cemento Portland o silicato de sodio. Estos materiales provocan la cementación de las partículas del suelo, incrementando su resistencia a la reorientación de partículas o alteración de la estructura, y por esto abaten los efectos adversos de la permeación con químicos.

En la estabilización mecánica, la resistencia a la alteración de la estructura se obtiene por la densificación de la masa de suelo que dificulta la reorientación de partículas y la formación de rupturas. Broderick y Daniel (1990), encontraron que la compactación con alta energía compactiva produce un suelo muy resistente al ataque de permeantes químicos. Utilizaron como base de comparación la prueba Proctor modificada, la cual produce aproximadamente cinco veces más energía compactiva que la Proctor estándar.

Otra forma de estabilización puede ser el uso de minerales de arcilla especiales. La mayoría de los minerales son láminas de silicatos con carga eléctrica negativa, cuya fuerza varía en distintos grados. Esta carga negativa da lugar a la doble capa electrostática. Como se mencionó, una de las formas de ataque de los permeantes químicos sobre la estructura de las arcillas, es precisamente la alteración de la doble capa. Un mineral de arcilla con baja carga superficial origina una doble capa mínima; y por lo tanto cualquier impacto o ataque químico se minimiza, y la conductividad puede permanecer baja durante la permeación.

III.7 Efecto de las variables de compactación en la Difusión

III.7.1 Humedad de compactación

Mientras que las variaciones, aún muy pequeñas en la humedad de compactación pueden producir cambios en la conductividad hidráulica de varios órdenes de magnitud, las pruebas realizadas con cloruro, indican que el coeficiente de difusión D relativamente insensitivo a la humedad de compactación. [Ref. 16]

III.7.2 Método de compactación

Según Shackelford (1991), los valores de D para cloruro decrecen en el orden siguiente: compactación estática > amasado > proctor estándar. Sin embargo, las diferencias entre los valores de D son relativamente leves. Se puede concluir que el método de compactación tiene relativamente poco efecto en los valores de D obtenidos en laboratorio. [Ref. 16]

Referencias

- [1] BENSON C. R., and DANIEL, D. E. 1990. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 116 (8): 1231-1248.
- [2] HOYNTON S. S., and DANIEL, D.E. 1985. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 111 (4): 465-478.
- [3] BOWDERS J. J. and DANIEL, D. E. 1987. Hydraulic conductivity of compacted clay to dilute organic chemicals. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 113 (12): 1432-1448.
- [4] BRANDL H. 1992. Mineral liners for hazardous waste containment. *Geotechnique*. Vol. 42 (1): 57-65.
- [5] BRODERICK G. P. 1990. Stabilizing compacted clay against chemical attack. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 116 (10): 1549-1567.

- [6] DANIEL D. E. 1984. Predicting hydraulic conductivity of clay liners. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 110 (2): 285-300.
- [7] DANIEL D.E. and BENSON C.H. 1990. Water content - density criteria for compacted soil liners. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 116 (12): 1811-1830.
- [8] DAY S. R. and DANIEL D. E. 1985. Hydraulic conductivity of two prototype clay liners. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 111 (8): 957-971.
- [9] ELSBURY B. R., DANIEL D. E., SRADERS G. A. and ANDERSON D. C. 1990. Lessons learned from compacted clay liner. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 116 (11): 1641-1660.
- [10] FETTER C. W. 1993. Contaminant Hydrogeology. Merrillan Publishing Company. New York, U. S. A.
- [11] FOREMAN D. F. and DANIEL D. E. 1986. Permeation of compacted clay with organic chemicals. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 112 (7): 669-681.
- [12] HARROP-WILLIAMS K. 1985. Clay liner permeability: evaluation and variation. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 111 (10): 1211-1225.
- [13] JUAREZ BADILO Y RICO RODRIGUEZ. 1991. Mecánica de suelos Tomo III. Flujo de agua en suelos. LIMUSA, Mexico.
- [14] PEARCE J. J. 1987. Effects of selected inorganic leachates on clay permeability. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 113 (8): 915-920.
- [15] RICO RODRIGUEZ. 1987. Effects of selected inorganic leachates on clay permeability. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 113 (8): 915-920.
- [16] SHACKELFORD, CH. D. and DANIEL, D.E. 1991. Diffusion in saturated soil. II: Results for compacted clay. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 117 (3): 485-506.
- [17] UPPOT J. O. and STEPHENSON R. W. 1989. Permeability of clays under organic permeants. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 115 (1): 115-131.
- [18] VAN REE C. C. D. E., WESTSTRATE F. A., MESKERS C.G. and BREMMER C. N. 1992. Design aspects and permeability testing of natural clay and sand-bentonite liners. Geotechnique. Vol. 42 (1): 49-56.
- [19] WOON-HYUNG KIM and DANIEL D. E. 1992. Effects of freezing on hydraulic conductivity of compacted clay. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 118 (7): 1083-1097.

ANEXO III-a

MÉTODOS PARA DETERMINAR LA PERMEABILIDAD DE LAS ARCILLAS

III.a.1 Pruebas de laboratorio

Daniel [Ref. 3], reporta para pruebas de permeabilidad en laboratorio un valor medio de 7×10^{-8} , valor 500 veces más pequeño que el valor medio para pruebas de permeabilidad en campo. Las pruebas de laboratorio presentan como problema principal en el caso de arcillas, la mala reproducción de las condiciones de campo, aún utilizando muestras inalteradas. Esto se debe a las siguientes razones:

- Por lo general las pruebas de laboratorio utilizan muestras que no contienen rocas, raíces, o sustancias dañinas que afectan la velocidad de infiltración.
- El tamaño de los grumos en las muestras preparadas en laboratorio son menores a los grumos que se presentan en campo, esto se debe a que en laboratorio estos son desmenuzados y su tamaño se reduce.
- La hidratación de los grumos puede ser distinta en campo que en laboratorio aun teniendo el mismo contenido de humedad. En campo, puede darse el caso en que los grumos parezcan hidratados superficialmente, pero en su interior estén relativamente secos, esto da lugar a que la compactación en el interior de estos grumos se realice con una humedad menor a la óptima. Como ya se mencionó, la compactación con humedad menor a la óptima ($W < W_o$) produce una permeabilidad de 10 a 1000 veces mayor que la compactación con $W = W_o$. A menos que las condiciones de hidratación sean adecuadamente reproducidas, las muestras de laboratorio no serán representativas.
- Los métodos de compactación de laboratorio no son capaces de reproducir de manera precisa la compactación en campo, generalmente el esfuerzo compactivo es menor en campo. Esto da lugar a que la permeabilidad se incremente mucho más de lo esperado, ya que como se mencionó, una reducción en el esfuerzo compactivo trae consigo un incremento en la permeabilidad. Por otra parte, la reducción del esfuerzo compactivo causa un incremento en la humedad óptima requerida, por lo que el suelo es compactado realmente con una humedad menor a la óptima ($W < W_o$) para el esfuerzo compactivo real.
- La desecación es otro problema muy común. Mientras que las muestras preparadas en laboratorio se mantienen bajo condiciones controladas y no sufren desecación; en campo, el suelo puede desecarse, y debido a esto, pueden producirse grietas y fisuras.
- El uso de permeantes incorrectos es otra fuente de error común, ya que generalmente se utiliza agua, y como se explicó en el punto III.5, la permeabilidad aumenta o disminuye según el permeante químico utilizado. El permeante debe ser representativo de las condiciones reales.
- El uso de gradientes hidráulicos excesivos en las pruebas, puede causar la migración de partículas de suelo y una reducción en la permeabilidad. [Ref. 3].

La obtención de permeantes desprovistos de aire (deaireación) es de gran importancia para la realización de pruebas de permeabilidad. El agua y otros permeantes, contienen siempre aire y otros gases en solución; estos se separan del permeante en las primeras capas del suelo y se adhieren a él, en forma de pequeñas burbujas que afectan la permeabilidad del suelo al disminuir los vacíos [Ref. 6]. Existen varios métodos para expulsar el aire y los gases disueltos, entre ellos se encuentran la sonificación (vibración a frecuencias de ultrasonido), mediante el burbujeo de helio en el permeante, sometiendo el permeante a agitación y vacío, sometiéndolo a filtración y vacío, y por calentamiento. Es de esperarse que k sea mayor cuando se utilizan permeantes deaireados, ya que el grado de saturación de éstos es mayor; aunque experiencias con suelos de baja permeabilidad muestran que las diferencias se encuentran muy por debajo del orden de magnitud.

Los dispositivos más comunes para determinar la conductividad hidráulica en laboratorio son:

Permeámetro de pared rígida

Estos permeámetros consisten de un molde de 10 cm de diámetro, sujeto por medio de tornillos entre dos placas terminales de acrílico y selladas con empaques, donde se permite al suelo expandirse libremente (Figura A-3.1). El agua afluyente se almacena en un dispositivo separado que contiene una interfase aire-agua en el interior de una pipeta de vidrio. La presión que actúa sobre el agua se controla con un regulador de presión de aire. La cantidad de flujo se mide leyendo la posición de la interfase aire-agua dentro de la pipeta. El agua efluente se colecta en un depósito abierto a la presión atmosférica.

El agua fluye hacia abajo a través del suelo bajo gradientes hidráulicos de entre 20 y 200. La prueba finaliza cuando k es constante y las velocidades de entrada y salida de flujo son iguales. Cuando el suelo presenta permeabilidad extremadamente baja ($k < 10^{-10}$ cm/s), generalmente las velocidades no son iguales cuando la prueba termina, (esto se debe probablemente a la absorción de agua por el suelo y a la pérdida de agua por evaporación en el sistema), en estos casos la conductividad se calcula con la velocidad de entrada, la cual es mayor que la de salida de flujo. Las pruebas en suelos a carga constante con $k > 10^{-7}$ duran alrededor de 2 semanas mientras que suelos con $k < 10^{-7}$ pueden durar varios meses. [Ref. 1]

Permeámetro de pared flexible

Las pruebas de permeabilidad con pared flexible (de tipo triaxial) se realizan utilizando el dispositivo que se muestra esquemáticamente en la Figura A-3.2. Los pedestales base son intercambiables y permiten probar especímenes con diámetros entre 3.8 y 15.2 cm. Con el fin de sacar las burbujas de aire, estos permeámetros cuentan con líneas de drenaje tanto en la parte superior como en el fondo del espécimen de prueba.

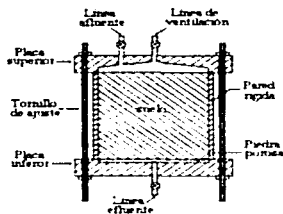


Figura A-3.1 Permeámetro de pared rígida

El espécimen se expulsa del molde de compactación, y se escarifica en la superficie y el fondo para minimizar los efectos de untamiento. Después se coloca en el permeámetro con piedras porosas y discos de papel filtro en el fondo y superficie los cuales se remojan en una solución de sulfato de calcio antes de montarlos. El espécimen se envuelve con una membranas de latex, y para sellar se utilizan anillos (abrazaderas). Las celdas se llenan con agua y se hace fluir por las líneas de drenaje hasta que las burbujas de aire desaparecen. El fondo del espécimen es expuesto a presión atmosférica, mientras que la parte superior es sujeta a vacío para ayudar a purgar las burbujas de aire del suelo. La presión en la celda y el gradiente hidráulico se aplican concurrentemente. La prueba continua hasta que la conductividad se vuelve constante. La prueba a carga constante dura aproximadamente 2 semanas. [Refs. 1, 2]

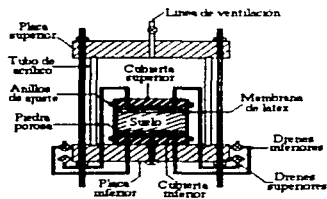


Figura A-3.2 Permeámetro de pared flexible

Celda de consolidación

Este tipo de permeámetros consisten de un anillo de consolidación de 6.2 cm de diámetro por 1.9 cm de alto montado sobre una celda como se muestra en la figura. Un recipiente con agua rodea al anillo de consolidación mantiene a presión atmosférica el efluente en la superficie del espécimen (Figura A-3.3).

El agua fluye hacia arriba bajo gradientes hidráulicos de 50 a 200. Un esfuerzo vertical se aplica al suelo. Se permite al suelo expandirse libremente y la permeación se inicia cuando éste cesa de cambiar de volumen. La permeación continúa hasta que la conductividad hidráulica permanece constante por varios días.

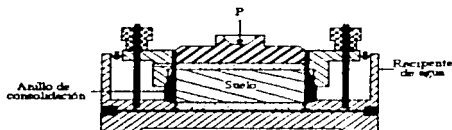


Figura A-3.3 Celda de consolidación

Existe un considerable debate acerca de cual dispositivo es más apropiado para medir la conductividad hidráulica. Los que proponen permeámetros de pared rígida argumentan la simplicidad del equipo y la facilidad de probar los especímenes directamente en los moldes de compactación. Los que proponen permeámetros de pared flexible argumentan que puede ocurrir filtración entre el suelo y la pared del permeámetro, y que el confinamiento de los especímenes es necesario para minimizar la filtración. Un estudio realizado al respecto en 1985 por Boynton y Daniel [Ref. 2], mostró que el tipo de permeámetro no tiene un gran efecto en la medición de la conductividad hidráulica. En sus experimentos encontraron diferencias en la permeabilidad menores al orden de magnitud, ningún de los permeámetros utilizados (los mencionados anteriormente) produjo mediciones significativamente mayores o menores a los otros, por lo que no hay bases para concluir que uno es mejor que otro. Las diferencias pueden ser atribuidas a la diferencia de los dispositivos, a los procedimientos empleados en las pruebas y a los esfuerzos aplicados. Algunas de estas diferencias se resumen en la siguiente tabla:

A-3 Diferencias entre los dispositivos para medir la permeabilidad más comunes

Parámetros de comparación	Tipo de Permeámetro		
	Pared Rígida	Celdas de Consolidación	Pared Flexible
Filtración entre el suelo y la pared del permeámetro	Aunque la filtración es posible, la conducta expansiva de las arcillas al humedecerse ayuda a minimizarla	Poco probable debido a la aplicación del esfuerzo vertical	Es improbable
Relación de vacíos (e)	Relativamente alta, debido a que el esfuerzo vertical aplicado es 0	Relativamente baja, debido al esfuerzo vertical aplicado	Relativamente baja, debido a la aplicación de una presión de confinamiento alrededor de la muestra
Grado de saturación	El espécimen puede estar parcialmente saturado	El espécimen puede estar parcialmente saturado	Saturación total
Vacíos formados durante la implementación de la prueba	Imposible, ya que el suelo se prueba en los mismos moldes de la prueba de compactación	Pueden formarse vacíos, pero la aplicación del esfuerzo vertical ayuda a cerrarlos	Aunque pueden formarse, no son relevantes, ya que la membrana flexible se adapta a la superficie irregular del espécimen de suelo
Porción de muestra que se prueba	Todo el espécimen compactado es probado, incluyendo la porción relativamente más densa en el fondo y la menos densa en la parte superficial	Sólo la porción central (vertical) del espécimen es probada	Todo el espécimen excepto un centímetro de suelo tanto en el fondo como en la parte superior de la muestra compactada.

III.a.2 Pruebas en campo

Las pruebas de campo producen mucho mejores resultados que las pruebas de laboratorio ya que se realizan con muestras de suelo más grandes y representativas. [Ref. 3]. En campo, se utilizan principalmente tres dispositivos de medición, que son:

Infiltrómetro de anillo simple

Este es un dispositivo usado para medir la velocidad de infiltración (Figura A-3.4). También puede utilizarse para determinar la conductividad hidráulica si se conocen la carga H y la profundidad de infiltración L . En el cálculo se hace la suposición de que la zona entre la superficie y el frente de humedad se encuentra saturada y que la succión del suelo

no afecta al gradiente. La justificación de esta suposición está basada en la creencia de que la influencia de la succión es relativamente pequeña en comparación con la carga de presión. [Ref. 4]

Los anillos pueden tener distintos diámetros y alturas. La parte superior de cada anillo se sella con tapa móvil de plexiglás transparente. Esta tapa permite la aplicación de mayores cargas y el monitoreo visual de la prueba.

El infiltrómetro se instala hundiendo suavemente el anillo de acero en el suelo o colcándolo en una zanja circular preexcavada. El anillo es colocado aproximadamente 10 cm en el suelo. La zona inmediatamente adyacente al anillo es sellada con una lechada de bentonita para prevenir el escape de agua por los lados y por debajo del anillo. Una placa de acero y arena suelta es colocada sobre el área de prueba para prevenir la erosión del revestimiento. La tapa de plexiglás es fijada a la parte superior de anillo de manera que quede herméticamente sellada. Se toman muestras de suelo para determinar la densidad y contenido de humedad del revestimiento. El infiltrómetro es anclado al revestimiento durante la prueba para mantenerlo en posición.

La prueba se inicia llenando rápidamente el anillo con agua a una cierta carga hidráulica. La cantidad de agua que se infiltra en el suelo se mide desde el cilindro graduado fijado sobre la tapa de plexiglás. La profundidad de infiltración, L_f , se calcula por medio del volumen de permeante, la porosidad, peso específico seco, grado de saturación, y área de suelo.

Por medio de la relación $Q = KIA$ se puede determinar la conductividad hidráulica.

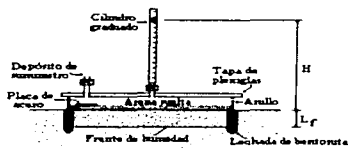


Figura A-3.4 Infiltrómetro de anillo simple

Infiltrómetro de doble anillo

Los cálculos para determinar k en el infiltrómetro de doble anillo se basan en la penetración del frente húmedo saturado del revestimiento [Ref. 4]. El sistema de doble anillo permite medir k sin la necesidad de piezómetros o de la identificación del frente húmedo. También sirve para prevenir la difusión lateral o la infiltración de permacante (Figura A-3.5). La penetración es determinada por la observación física del agua en la base del revestimiento, o de cálculos determinando la porosidad del suelo y el volumen de agua requerido para penetrar el revestimiento. La penetración completa del agua a través del revestimiento elimina fuentes de error asociadas con la succión del suelo y las pruebas de conductividad hidráulica no saturada.

La conductividad hidráulica puede obtenerse por medio de la ecuación $Q = kiA$.

La instalación del infiltrómetro de doble anillo es similar al de anillo simple. La prueba se inicia llenando de agua simultáneamente el anillo interior y exterior a una altura determinada, la cual debe mantenerse durante toda la prueba. La velocidad de flujo dentro del anillo interior se determina midiendo la cantidad de agua en la bolsa de plástico flexible.

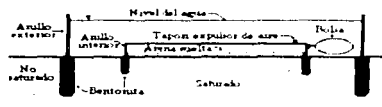


Figura A-3.5 Infiltrómetro de doble anillo

Permeámetro con entrada de aire

Este tipo de permeámetro es similar al infiltrómetro de anillo simple. Sin embargo está equipado con un manómetro de mercurio para medir la influencia de la succión del suelo en la infiltración (Figura A-3.6). En un infiltrómetro, la medición de la conductividad hidráulica está basada en la suposición de que la toda la zona húmeda se encuentra saturada. Sin embargo, no consideran la no saturación en las proximidades del frente de humedad y que el gradiente se incrementa debido a la succión del suelo. [Ref. 4]

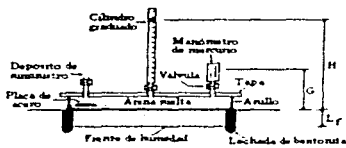


Figura A-3.6 Permeámetro de entrada de aire

Un estudio realizado por Fernuik y Haug [Ref. 4], reveló que las conductividades hidráulicas obtenidas con los tres dispositivos anteriores concuerdan razonablemente con los resultados de las pruebas de laboratorio, ya que los valores de campo se encuentran en rangos de más o menos un cuarto de orden de magnitud con respecto a los valores de laboratorio.

III.a.3 Métodos indirectos

Con el fin de evitar los problemas que se presentan tanto en las pruebas de laboratorio como en las pruebas de campo, se ha intentado estimar la permeabilidad por medio de la curva granulométrica y parámetros volumétricos como la porosidad y la relación de vacíos. Se han logrado desarrollar ecuaciones predictivas que han funcionado exitosamente para suelos gruesos, pero no para suelos de grano fino. El problema fundamental de estas ecuaciones, es que la permeabilidad es extremadamente sensitiva a cambios sutiles en la estructura del suelo, y la estructura es una propiedad que no puede ser descrita de manera precisa por medio de parámetros volumétricos o granulométricos, y a que éstos no reflejan la naturaleza del sistema de poros de los suelos compactados. [Ref. 5].

Método a partir de la curva granulométrica

Desde hace tiempo se ha tratado de establecer correlaciones entre la granulometría de un material y su permeabilidad. Existen buenas razones para creer que puede establecerse tal correlación; en suelos arenosos gruesos, los poros entre las partículas son relativamente grandes y por ello la permeabilidad resulta comparativamente alta; mientras que en suelos de menor tamaño de partículas, los poros son de menor tamaño, por lo cual su permeabilidad es menor.

Allen Hazen (1892), experimentó con arenas uniformes, y estableció la siguiente correlación:

$$k = CD_{10}^2$$

Donde:

D_{10} = Diámetro efectivo (tamaño tal que el 10% en peso del suelo sea igual o mayor)

Otros investigadores han propuesto otras fórmulas de correlación siguiendo la que propuso Hazen, pero consideran además la temperatura, la porosidad y la compactación. Todas las fórmulas basadas en la de Hazen suponen que el coeficiente de permeabilidad es directamente proporcional al cuadrado del diámetro efectivo; sin embargo otros autores han propuesto exponentes diferentes. Estas fórmulas, además de ser una forma muy tosca de evaluar la permeabilidad, son de valor muy limitado, ya que se establecieron en base a experimentos con arenas uniformes.

Referencias

- [1] BENSON, C.J., and DANIEL, D.E. 1990. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 116 (8): 1231-1248.
- [2] BOYNTON, S.S., and DANIEL, D.E. 1985. Hydraulic Conductivity tests on compacted clay. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 111 (4): 465-478.
- [3] DANIEL, D.E. 1984. Predicting hydraulic conductivity of clay liners. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 110 (2): 285-300.
- [4] FERNUIK, N., and HAUG M. 1990. Evaluation of in situ permeability testing methods. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 116 (2): 297-311.
- [5] GARCIA-BENGOCHEA, I., LOVELL, CH.W., and ALTSCHAEFEL, A.G. 1979. Pore distribution and permeability of silty clays. ASCE. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol 105 (GT7): 839-856.
- [6] JUAREZ BADILO Y RICO RODRIGUEZ. 1991. Mecánica de suelos. Tomo III Flujo de agua en suelos. LIMUSA, México

CAPITULO IV
SISTEMA
DE
REVESTIMIENTO
CON
GEOMEMBRANAS

Las geomembranas se definen como revestimientos o barreras a base de membranas sintéticas de muy baja conductividad hidráulica, utilizadas en la ingeniería geotécnica como material para controlar la migración de fluidos. Estos materiales pueden alcanzar coeficientes de permeabilidad del orden de 10^{-11} cm/s.

Entre las causas que llevan a utilizar geomembranas en lugar de arcillas como material de revestimiento se encuentran:

- Se cree que éstas tienen el potencial de proporcionar un revestimiento libre de filtraciones; mientras que con suelos naturales, es inevitable cierta filtración.
- Mientras que las geomembranas tienen un espesor mínimo, los revestimientos de arcilla varían de 0.60 a 1.80 m; este espacio podría ser aprovechado para almacenar los desechos.
- Las geomembranas presentan un comportamiento favorable ante agentes químicos.

IV.1 ASPECTOS GENERALES DE LOS MATERIALES POLIMÉRICOS

Las geomembranas están hechas a partir de resinas obtenidas como producto de una reacción química llamada polimerización, en la cual moléculas pequeñas de un monómero se unen entre sí y con otras moléculas para formar polímeros de cadenas largas. La funcionalidad (número de lugares en los que una molécula monomérica puede ligarse con otras moléculas monómeras) determina el tipo y longitud de la cadena. [Refs. 1, 4]

El peso molecular del polímero queda determinado por el grado de polimerización (número de veces que una unidad se repite) multiplicado por el peso molecular de la unidad que se repite. El peso molecular promedio y su distribución estadística son muy importantes en la conducta del polímero. Al incrementar el peso molecular promedio se incrementa la resistencia del geosintético, capacidad de elongación, resistencia al impacto, resistencia a los esfuerzos de ruptura, resistencia al calor, y decrece la capacidad de flujo, y la procesabilidad. Por otra parte, una distribución estrecha del peso molecular incrementa la resistencia al impacto, reduce la resistencia a los esfuerzos de ruptura, decrece la capacidad de flujo y reduce la procesabilidad.

La mayor parte de los polímeros utilizados en la manufactura de geosintéticos son de un solo tipo de monómero, éstos se denominan homopolímeros. Sin embargo existen otras posibilidades. Un polímero formado por dos unidades diferentes se conoce como copolímero. La manera de ligar o unir estas unidades es importante, y puede ser al azar, en forma alternativa, en bloques, o en forma ramificada.

La copolimerización expande grandemente las propiedades estructurales del polímero resultante. También es posible formar cadenas de tres unidades diferentes, y esto se conoce como terpolímero. Las opciones son ilimitadas, esto explica la gran cantidad de polímeros

patentados actualmente. Sin embargo, sólo unos cuantos polímeros sintéticos forman la mayoría de los materiales geosintéticos (Figura 4.1).

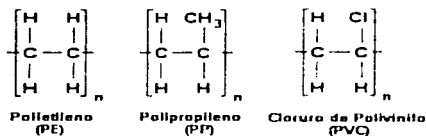


Figura 4.1 Monómeros utilizados en la fabricación de geomembranas

Los enlaces entre las moléculas polímeras y sus cadenas es determinante en su comportamiento y durabilidad. Los enlaces entre las moléculas polímeras se deben a fuerzas de van der Waals, dipolos permanentes, o puentes de hidrógeno. Entre las cadenas moleculares, sin embargo, los enlaces comúnmente son mucho más débiles y a menudo deben ser suplidas por alguna forma de eslabonamiento por medio de enlaces covalentes o sistemas de enlaces covalentes. El eslabonamiento puede hacerse por medio del uso de monómeros con funcionalidad mayor a 2, por medio del uso de agentes químicos, o métodos de radiación nuclear.

El eslabonamiento es un concepto importante ya que divide los dos mayores tipos de materiales poliméricos: los termoplásticos y termoset. Un **polímero termoplástico** es aquel que puede ser calentado repetidamente a punto de reblandecimiento, moldeado o trabajado fácilmente, y después enfriado para preservar la forma moldeada. En un **polímero termoset** el proceso no puede ser repetido; cualquier exposición adicional al calor produce achicharramiento y degradación del material. La clave de esta conducta en los materiales termoset es el tipo de eslabonamiento. El polietileno (PE), polipropileno (PP), y poliéster (PET), son ejemplos de materiales termoplásticos; mientras que el nitrilo, butilo y el monómero dieno propileno etileno (EPDM) son ejemplos de materiales termoset. Los materiales geosintéticos consisten en materiales totalmente termoplásticos.

La cristalinidad puede presentarse en los materiales poliméricos en diferentes grados. Las porciones alineadas de las cadenas poliméricas en pequeñas regiones son llamadas cristallites. Las regiones no alineadas son conocidas como amorfas. Los patrones de cristalinidad son muy complejos y están siendo estudiados. Por ejemplo, las cadenas moleculares alineadas pueden formar bucles (esferulitas) y dan lugar a patrones de forma exótica. La cantidad de cristalinidad da lugar a otra clasificación adicional de los polímeros en no cristalinos o amorfos, y semicristalinos:

- Termoplástico amorfo
- Termoplástico semicristalino
- Termoset (muy rara vez utilizado para geosintéticos)

Los materiales no poliméricos son totalmente cristalinos. La mayoría de los polímeros utilizados en la fabricación de geosintéticos son de las primeras dos variedades. La cantidad de cristalinidad varía desde 0 a 30% en algunos cloruros de polivinilo (PVCs), alta hasta de 70% en polietileno de alta densidad (HDPE). La cristalinidad es importante en el comportamiento de los polímeros geosintéticos. Se ha comprobado que el incremento en la cristalinidad provoca, incremento en la rigidez o dureza, incremento en la resistencia al calor, incremento en la resistencia a la tensión, incremento en el módulo, incremento en la resistencia química, reduce la permeabilidad difusiva (o transmisión de vapor), reduce la elongación, reduce la flexibilidad, reduce la resistencia al impacto, y reduce la resistencia a los esfuerzos de ruptura. [Ref. 4]

IV.1.1 Formulaciones de polímeros

En todos los casos, la formulaciones consisten en una resina polimérica primaria mezclada con aditivos, tapaporos, extrudores, y otros agentes para una variedad de fines. Los aditivos, ya sea sólidos o líquidos, son usados como colorantes, absorbentes de luz UV, plasticizadores, biocidas, retardadores de flamas, estabilizadores térmicos, lubricantes, agentes de configuración, y agentes antiestáticos. La mezcla resultante puede ser homogénea o heterogénea dependiendo de los parámetros de solubilidad de los aditivos versus la resina polimérica primaria. Las mezclas heterogéneas pueden contener aditivos ser particulados o fibrosos.

Los aditivos particulados incluyen carbonato de calcio, carbón negro, esferas de cristal, hojuelas y gránulos, polvos y hojuelas metálicos, silicatos minerales como arcilla, talco, mica, minerales de sílica, óxidos metálicos como alúmina, biocidas y otros polímeros sintéticos.

Los aditivos líquidos pueden ser plasticizadores, tapaporos y colorantes.

Los aditivos fibrosos (aunque generalmente no utilizados en materiales geosintéticos) incluyen cristal, carbón y grafito, celulosa, nylon, metales.

La formulación resultante varía de producto a producto.

IV.1.2 Fabricación

La fabricación de geomembranas comienza con la producción de los materiales en bruto, los cuales incluyen la resina polimérica; varios aditivos tales como antioxidantes, plastificadores, tapaporos, carbon negro y lubricantes (como auxiliares en el proceso).

Las geomembranas de polietileno (HDPE, VLDPE, etc.) son fabricadas por el método de extrusión. Las geomembranas de PVC, CSPPE son fabricadas por el método de laminado en caliente. [Ref. 4]

IV.1.3 Métodos de empalme (juntas)

Las juntas entre secciones de membranas pueden hacerse recurriendo a diferentes técnicas. Las uniones realizadas en planta son más confiables que las realizadas en campo donde no existen las condiciones óptimas requeridas para hacer este trabajo. Los principales métodos empleados para la unión de juntas son:

Método dieléctrico: Este método se basa en la transmisión de ondas de alta energía y frecuencia, en el intervalo de 30 a 40 MHz, a través del traslape de los tramos a unir. En pocos segundos se genera suficiente calor para que el material se vuelva termoplástico y fluya hasta formar una junta homogénea. Esta técnica se emplea únicamente en planta. Se aplica al PVC pero no al EPDM ni al neopreno.

Método térmico: Este método recurre a dos fuentes de calor, una por debajo y otra por arriba del traslape. Al aplicar presión el material se vuelve termoplástico. Es necesario un control riguroso del calor, de la presión y del tiempo de aplicación de ambos. Un exceso de calor o de presión puede debilitar localmente la membrana y favorecer rupturas posteriores por tensión. Este método no puede aplicarse a membranas gruesas (de más de 1 mm). Es esencialmente un método aplicable en planta. Sin embargo, se han desarrollado equipos para usarlo en campo.

Unión con solvente: Para poder usar este método se requiere contar con un producto que pueda disolver el material constitutivo de la membrana. Las superficies atacadas por el solvente se ponen en contacto, y al evaporarse el solvente, se obtiene la junta deseada. Los problemas que pueden surgir se relacionan con la existencia de zonas locales donde la acción del solvente no es suficiente, y con la disolución no controlada de la membrana que puede ocurrir con el uso de cantidades excesivas de solvente. Esta técnica se usa tanto en planta como en campo, en particular para PVC.

Unión con adhesivos: Se utilizan diferentes tipos de adhesivos, incluyendo las resinas epóxicas de dos ingredientes y sistemas basados en cintas adhesivas. La técnica de las cintas adhesivas se aplica frecuentemente a las membranas de polietileno. Sin embargo, las juntas

obtenidas no pueden considerarse permanentes; además, las cintas adhesivas no tienen la misma resistencia a los productos químicos y a los solventes que la membrana. [Ref. 1]

IV.1.4 Tipos de anclaje

Sistema formal: Un sistema formal de anclaje consta de pernos de fijación de 12 mm separados de 15 a 30 cm y de una barra de anclaje de 6.3 x 51 mm en sección transversal (Figura 4.2). Generalmente, la barra es de una aleación de aluminio, aunque también se usa acero galvanizado y acero inoxidable. Estos productos no presentan problemas de corrosión galvánica. Los pernos se colocan en el concreto del deflector de olas, o se cueña una viga de concreto en una trinchera de por lo menos 15 cm de ancho, con una varilla de refuerzo contra agrietamiento. En el quebré de la corona con el talud, es recomendable colocar una tira de protección de 30 cm de ancho, entre el revestimiento y el concreto, como protección contra rasgaduras por los bordes afilados o por la rugosidad de la viga.

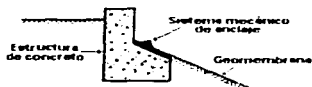


Figura 4.2 Sistema de anclaje formal

Sistema rústico: El anclaje rústico se hace excavando una zanja adyacente a la corona del talud, de sección transversal en forma de V. La profundidad de la zanja varía entre 30 y 40 cm que es suficiente para soportar cualquiera de los sistemas de revestimiento. Después de colocar la membrana, se rellena la zanja con el suelo excavado compactándolo ligeramente (Figura 4.3). [Ref. 1]



Figura 4.3 Sistema de anclaje rústico

IV.2 CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA, k

En las membranas poliméricas el paso de fluido ocurre por difusión de diferenciales de presión de vapor, ósmosis debido a gradientes químicos, y absorción debido a la solubilidad del polímero. La conductividad hidráulica no puede ser determinada en especímenes de laboratorio, esto resulta muy poco práctico, ya que las cargas hidráulicas requeridas podrían ser tan grandes que invariablemente causarían agujeros o rupturas en los especímenes. Con cargas hidráulicas pequeñas, las pruebas serían de muy larga duración y se presentarían problemas por evaporación. En su lugar se determinan la graduación del material, por medio de la cantidad de vapor de agua que pasa a través del revestimiento bajo un diferencial de presión de vapor a temperatura constante.

Esta graduación es en ocasiones convertida a un equivalente del valor k , aunque esta conversión no es estrictamente correcta. La Ley de Darcy no puede ser aplicada a los resultados, ya que la permeabilidad de la membrana por transmisión de vapor puede aumentar o decrecer conforme incrementa la presión hidromática. [Ref. 5]

IV.2.1 Transmisión de vapor de agua (WVT)

En la prueba de transmisión de vapor, un espécimen prueba es sellado sobre una copa de aluminio con agua o algún desecante en ésta, y una diferencia en la humedad relativa es mantenida. Con agua en la copa (es decir 100% de humedad) y baja humedad relativa fuera, una pérdida de peso con el tiempo puede ser monitoreada. Con un desecante en la copa (es decir 0% de humedad) y alta humedad relativa fuera de la copa, una ganancia de peso con el tiempo es observada. El tiempo de las pruebas es variable, pero comúnmente es de 3 a 30 días. [Ref. 4]

La transmisión de vapor de agua, permeancia y permeabilidad pueden calcularse de la siguiente forma:

A) Transmisión de Vapor de Agua

$$WVT = \frac{g \times 24}{l \times a} \quad [4-1]$$

donde:

- g = cambio en el peso (gr)
- l = intervalo de tiempo (hr)
- a = área del espécimen (m²)

B) Permeancia

$$\text{Permeancia} = \frac{WWT}{AP} = \frac{WWT}{S(R_1 - R_2)} \quad [4-2]$$

donde

AP - Diferencia en la presión de vapor a través de la membrana (mm Hg)

S - Presión de vapor de saturación a la temperatura de la prueba (mm Hg)

R_1 - Humedad relativa dentro de la copa

R_2 - Humedad relativa fuera de la copa.

C) Permeabilidad

$$\text{Permeabilidad} = \text{Permeancia} \times \text{espesor} \quad [4-3]$$

Los valores típicos de permeabilidad en geomembranas por medio de pruebas de transmisión de vapor de agua se encuentran en rangos de 0.5×10^{-10} a 0.5×10^{-13} cm/s.

Kays (1977), ha estimado velocidades de infiltración para varios materiales de revestimiento basándose en experiencias en campo. La permeabilidad de campo incluye filtración a través de agujeros, perforaciones, rasgaduras, juntas de mala calidad, y otros defectos en el material. La conductividad hidráulica aparente para geomembranas instaladas adecuadamente fluctúan en rangos de 5×10^{-12} a 5×10^{-14} m/s, para cargas hidráulicas de alrededor de 6m. [Ref. 3]

IV.2.2 Transmisión de vapor de solventes

Cuando otros líquidos diferentes al agua son contenido, el concepto de permselectividad debe considerarse. El tamaño molecular y atracción del líquido con respecto a material polimérico podría resultar en muy diferentes valores de transmisión de vapor que cuando se utiliza agua. Esta prueba es similar a la de transmisión de vapor de agua, excepto que ahora el solvente de interés es colocado dentro de la copa. Obviamente, debe tenerse cuidado cuando se utilizan materiales peligrosos o radiactivos. Esta prueba debe aplicarse al seleccionar el material de la geomembrana para contención de químicos líquidos conocidos, contención de lixiviados en rellenos sanitarios, contención de metano en recubrimientos de rellenos sanitarios, contención de vapor de hidrocarburos y contención de gas Radón.

Enfoques adicionales pueden ser encontrados en ASTM D1434 sobre transmisión de gas y D814 sobre transmisión de vapores orgánicos.

IV.3 DEGRADACIÓN DE LAS GEOMEMBRANAS

IV.3.1 Degradación por ondas ultravioleta (UV)

Las longitudes de onda cortas del sol pueden penetrar la estructura del polímero, causando cisión y ruptura de enlaces. El grado de degradación en geomembranas es menor que en geotextiles. Los polímeros contienen carbón negro u otros pigmentos para bloquear y evitar la degradación. [Ref. 4]

IV.3.2 Degradación térmica

Muchas de las propiedades de las geomembranas son sensibles a los cambios de temperatura. Las temperaturas altas alteran las propiedades físicas, mecánicas y químicas del material, el grado de alteración depende de el tiempo y severidad de exposición. Por otra parte, las temperaturas bajas no afectan las propiedades de las geomembranas. [Ref. 4]

IV.3.3 Degradación radiactiva

Es bien sabido que la radiactividad en rangos mayores a $10^6 \cdot 10^7$ rads. pueden causar degradación del polímero vía cisión de cadenas. Debido a esto contaminantes con altos niveles radiactivos no pueden ser confinados utilizando geomembranas. [Ref. 4]

IV.3.4 Degradación biológica

IV.3.4.a Resistencia al ataque de roedores

Una de las mayores preocupaciones a los que se enfrenta con el uso de geomembranas, es la socavación de animales a través de ellas. Investigaciones en Alemania se han enfocado a grupos de ratas y ratones. Técnicamente, sólo aquellos materiales más duros que los dientes y garras de los roedores pueden salvarse de un ataque si los animales son persistentes. Así, las geomembranas son muy vulnerables al ataque de estos animales, aunque el grado de destrucción es desconocido. Sólo intuitivamente puede decirse que resistencia, dureza y espesor de geomembrana es más resistente al ataque.

El caso se complica en aquellas geomembranas que contienen grandes cantidades de plastificadores, y las que usan almidones y proteínas en su composición. Es posible que los animales desarrollen adicción a los plastificadores, aunque no se sabe la naturaleza de esta adicción. En el caso de las que contiene proteínas y almidones, los roedores pueden atacar la geomembrana como fuente de alimento; este tipo de materiales ya no son comúnmente utilizados en la fabricación de geomembranas.

IV.3.4.b Resistencia a hongos

Los hongos incluyen fermentos, moho, y hongos. Ellos dependen de la materia orgánica como el carbón, nitrógeno y otros. Su número puede ser grande, tanto como de 10 a 20 millones por gramo de suelo seco y su población cambia constantemente. Colocar geomembranas con residuos orgánicos en descomposición a menudo causa preocupación. Sin embargo, el peso molecular alto de los polímeros utilizados generalmente parece muy insensitivo a tal degradación.

Mayor y más real debe ser la preocupación por la formación de depósitos fungales que obstaculizan el flujo a través o dentro de los geotextiles, georedes, y geocompuestos, materiales muy comúnmente asociados a las geomembranas.

IV.3.4.c Resistencia a las bacterias

Las bacterias son organismos unicelulares, son la más simples y más pequeñas formas de vida conocidas, raramente exceden 5µm, son usualmente de forma redonda, de bastón o espirales. Su número es enorme (más de un billón por gramo de suelo).

Participan en todas las transformaciones orgánicas. Al igual que con los hongos, la mayor preocupación no es la degradación polimérica, sino la obstrucción del sistema de drenaje que muy a menudo se construyen en conjunción con la instalación de una geomembrana. [Ref. 4]

IV.3.5 Degradación por agentes químicos

La compatibilidad revestimiento-fluido es más importante con geomembranas que con otros materiales de revestimiento, debido a su poco espesor, la presencia de juntas, y la poca experiencia con estos materiales.

Las primeras investigaciones realizadas fueron para determinar si los materiales tienen comportamiento adecuado a largo plazo bajo la exposición de lixiviados tanto de desechos peligrosos como de desechos no peligrosos. Para evaluar la resistencia química de los materiales poliméricos la EPA implementó la prueba de inmersión método 9090; por 120 días, los materiales son expuestos en un cuarto especial a elevada temperatura expuestos a los desechos de interés. Las propiedades físicas son medidas mensualmente, y con los datos, son evaluados las velocidades de cambio en ese periodo de tiempo. Estas pruebas mostraron que los geosintéticos presentan gran resistencia al ataque de distintos permeantes [Ref. 5].

Otros experimentos reportados indican que las membranas no incrementan su permeabilidad, aunque sufren expansión debido a la absorción de lixiviado, que en ocasiones provoca cambios en la resistencia a los esfuerzos de tensión. Otras pruebas

muestran que la absorción de residuos por difusión en polímeros después de 2 años pueden causar degradación del revestimiento. [Ref. 3]

De las evaluaciones de muchos fabricantes han resultado varias cartas de resistencia química, tal como la tabla 4.1. Aunque este tipo de tablas generalmente son confiables, en muchas ocasiones se requieren pruebas específicas. Por ejemplo, cuando el permeante no es un compuesto simple, cuando se desconoce la composición del permeante (como en el caso de lixiviados), cuando la geomembrana resulta alterada en las juntas, o las juntas consisten de material distinto al de las geomembranas, cuando la contención debe funcionar por tiempos muy prolongados, cuando se presentan condiciones ambientales (tales como calor o frío extremos), cuando la carta presenta datos de la geomembrana en cuestión. [Ref. 4]

IV.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS GEOMEMBRANAS

Debido a que el principal motivo de falla en geomembranas se debe a cuestiones de control de calidad en la instalación, la mayoría de las propiedades y pruebas se enfocan a evaluar la resistencia a la tensión, al desgarre, al impacto, a la perforación, a la fricción con el suelo, y la conducta en las juntas de cada tipo de geomembrana. Estas pruebas se encuentran descritas detalladamente en la referencia 4. Algunas de estas son la resistencia al desgarre, al impacto, a la perforación, la conducta en las juntas, y la resistencia a la fricción.

IV.4.1 Resistencia al desgarre

La medición de la resistencia al desgarre de una geomembrana puede hacerse de muchas formas. ASTM D2263, D1004, D751, D1424, D2261 y D1938, cubren este tópico. El primer método, D2263, también llamado desgarre trapezoidal, es comúnmente recomendado. En esta prueba un espécimen es cortado en forma de trapecioide de dimensiones 10 cm de un lado, 2.5 cm del otro, y 7.5 cm de altura. Un corte inicial de 1.3 cm es hecho en el centro del lado de 2.5 cm. El espécimen es entonces anclado en la máquina de prueba de tensión en tal forma que el lado de 2.5 cm quede tenso, y el lado de 10 cm tenga 7.5 cm esté laxo. A medida que la máquina de prueba se elonga, el espécimen se desgarra comenzando del lado de 2.5 cm al de 10 cm. La máxima carga reportada es la resistencia al desgarre. Los valores de resistencia para geomembranas reforzadas fluctúan en rangos de 90 a 450 N. A medida que la geomembrana es más gruesa, el desgarre durante la instalación se vuelve un problema menos.

4.1 Conducta de varios tipos de geomembranas ante la presencia de distintos permeantes quimicos

Permeante Quimico	Butilo		Poliétileno clorinado (CPE)		Poliétileno clorosulfatado (CSPE)		Polioléfin Elastizado		Epiclorohidrin		Etileno propileno dieno (EPDM)		Neopreno		Poliétileno (PE)		Cloruro de polivinilo (PVC)		
	100°F	158°F	100°F	158°F	100°F	158°F	100°F	158°F	100°F	158°F	100°F	158°F	100°F	158°F	100°F	158°F	100°F	158°F	
General:																			
Hidrocarburos alifáticos			X	X			X		X	X	X		X	X	X	X			
Hidrocarburos aromáticos							X		X	X			X	X	X	X			
Solventes clorados	X	X					X		X	X	X		X		X	X			
Solventes oxigenados	X	X					X		X		X	X	X	X	X	X			
Solventes de petróleo crudo			X	X			X		X	X			X	X	X	X			
Alcoholes	X	X	X	X			X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Ácidos:																			
Orgánicos	X	X	X	X	X		X		X		X	X	X	X	X	X	X	X	X
Inorgánicos	X	X	X	X	X		X		X		X	X	X	X	X	X	X	X	X
Bases:																			
Orgánicas	X	X	X	X	X		X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Inorgánicas	X	X	X	X	X		X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Metales pesados	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Sales	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

X = generalmente buena resistencia

IV.4.2 Resistencia al impacto

Objetos que caen, incluyendo materiales de cubierta, pueden penetrar las geomembranas causando perforaciones o provocando puntos desde donde se pueden propagar desgarres. Es por esto que se requiere el establecimiento de la resistencia al impacto de la geomembrana. Hay varias opciones de pruebas disponibles como la ASTM D1709 (caída libre de dardo), ASTM D3029 (caída de un peso) y ASTM D1822, D746 y D3998 (Péndulos).

Más que usar un dispositivo propio para esta prueba, a veces es conveniente utilizar la adaptación del impacto de Spencer de la prueba de desgaste de Elmendorf, ASTM D1424. Este aparato es un dispositivo tipo péndulo que da como resultado un valor de energía de failure. El aditamento de Spencer es solamente un dispositivo que abraza al espécimen para la penetración de un punto en la orilla del oscilante péndulo. Las geomembranas más gruesas tienen mayor resistencia al impacto que las más delgadas. La reacción de las geomembranas no reforzadas no es significativamente diferente a la de las no reforzadas.

IV.4.3 Resistencia a la perforación

Las geomembranas colocadas sobre suelos que contienen rocas, ramas o escombros son muy vulnerables a perforarse durante o después de que se coloca carga sobre ellas. Tales perforaciones son de importante consideración ya que ocurren una vez que la geomembrana está cubierta, y no pueden detectarse hasta que es demasiado tarde. Los costos de reparación son enormes. La prueba que modela esta situación en forma más real es la ASTM D5494, pero una prueba alternativa es la D4833 (sugerida por los fabricantes). Una geomembrana es sujeta sobre un molde vacío o anillo de 4.5 cm de diámetro. Después se coloca en una máquina de compresión habilitada con una varilla de 8 mm de diámetro de fondo biselado o liso. La varilla se presiona contra la geomembrana hasta que se perfora. Los valores reportados como resistencia a la perforación es la máxima carga registrada en la máquina. Los valores comunes para resistencia en geomembranas son de 45 a 450 N para las delgadas, geomembranas no reforzadas y 0.22 a 2.2 kN para geomembranas reforzadas. Colocar geotextiles debajo o por encima de la geomembrana incrementa la resistencia. Como es de esperarse las geomembranas más gruesas tienen mayor resistencia.

IV.4.4 Conducta en las juntas

La unión de los rollos de las geomembranas y paneles se hace por medio de juntas, las cuales pueden ser menos resistentes que el resto del cuerpo de la geomembrana. Esto es más crítico cuando las juntas se hacen en campo que cuando se hacen en fábrica, donde el control de calidad es más rígido. Existen varios tipos de métodos de hacer juntas. Para determinar la resistencia de las juntas de una geomembrana deben practicarse varias

pruebas: Pruebas de esfuerzo cortante, pruebas de desprendimiento. En ambas pruebas un espécimen representativo (usualmente de 25 mm de ancho) es tomado de la junta y colocado en las anclas de la máquina de prueba de tensión. Para la prueba de cortante, las dos piezas de la junta son separadas (tirando de ellas), colocando la porción de la junta entre las láminas de geomembrana en cortante. Para la prueba de desprendimiento una de las orillas de la geomembrana y la orilla más próxima de la pieza adyacente son ancladas, colocando la porción de la junta entre ellas ejerciendo tensión. Algunos consideran que la prueba de cortante simula un modo de desarrollo, mientras que la prueba de desprendimiento es una prueba de índice. Ambas son importantes para evaluar la calidad de la junta. Sin embargo, los resultados varían significativamente dependiendo de la geomembrana y el tipo de junta.

IV.4.5 Fricción en geomembranas

La fricción entre el suelo y las geomembranas es un factor decisivo en el diseño de taludes en rellenos sanitarios, canales etc. Frecuentemente el suelo de cubierta se desliza sobre las geomembranas, pero a veces la geomembrana falla (o se sale de la zanja anclaje), moviéndose sobre la superficie de menor fricción. El método prueba es una adaptación de una prueba de cortante en la ingeniería geotécnica para determinar la fricción suelo a suelo.

Referencias

- [1] AUVINET G., y ESQUIVEL D. 1986. Impermeabilización de lagunas artificiales. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS). LIMUSA, México
- [2] FOLKES, DAVID J. 1982. Eleventh Canadian Geotechnical Colloquium: Contaminant migration through groundwater - the role of modelling in the design of barriers. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 25: 778-798.
- [3] FOLKES, DAVID J. 1982. Fifth Canadian Geotechnical Colloquium: Control of contaminant migration by the use of liners. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 19: 320-344.
- [4] KOERNER, ROBERT. M. 1994. Designing with geosynthetics.
- [5] KOERNER, ROBERT. M. 1990. Durability and aging of geosynthetics.
- [6] ROWE, R. K. 1988. Eleventh Canadian Geotechnical Colloquium: Contaminant migration through groundwater - the role of modelling in the design of barriers. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 25: 778-798.
- [7] ROWE, R. K. 1982. Fifth Canadian Geotechnical Colloquium: Control of contaminant migration by the use of liners. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 19: 320-344.

CAPITULO V

MÉTODOS

PARA

CUANTIFICAR

LA

MIGRACIÓN DE CONTAMINANTES

V.1 MÉTODOS PARA CUANTIFICAR LA MIGRACIÓN DE CONTAMINANTES

Para evaluar un sistema de revestimiento, es necesario establecer un criterio de comportamiento en base al tiempo de tránsito de los contaminantes. El criterio debe ser tal, que permita asegurar la operación confiable durante la vida útil del revestimiento, y aún, tiempo después. El criterio puede expresarse en términos de la filtración del flujo, del flujo de contaminante (indicado por la concentración química presente en el lixiviado), o de la concentración química en el fondo del revestimiento. [Refs. 4, 5]

Cabe decir, que este tipo de análisis también es útil para revestimientos consistentes en geomembranas o para aquellos que combinan el uso de arcillas con geomembranas, ya que muchas veces es difícil garantizar la integridad de las geomembranas, ya sea por cuestiones de control de calidad en la instalación o bien por deterioro del material con el tiempo. En estos casos, la prevención de la contaminación queda en función de la capa de arcilla.

V.1.1 Modelación centrifuga

Una de las formas más eficaces de determinar la velocidad de migración de contaminantes es la modelación centrifuga. Con esta técnica es posible simular las condiciones de campo, aún en suelos altamente heterogéneos. Además presenta la ventaja de poder acelerar el proceso de migración. Debido a esto, la modelación centrifuga posee gran capacidad predictiva y provee datos muy confiables. Presenta como gran desventaja la disponibilidad y el elevado costo del equipo. [Ref. 1]

Generalmente el análisis de problemas de esta naturaleza es tratado por medio del uso de modelos de simulación matemáticos. La eficacia de éstos depende de su capacidad de representar la estructura geohidrológica, de simular la migración, y de la precisión en los parámetros de entrada (los cuales generalmente varían de laboratorio a campo). [Refs. 4, 5]

V.1.2 Modelos matemáticos

Un modelo matemático de transporte de contaminantes consiste en ecuaciones gobernantes junto a condiciones iniciales y de frontera. Una vez que el modelo ha sido formulado y que los parámetros apropiados han sido determinados, lo que queda es encontrar la solución de las ecuaciones. Las técnicas más utilizadas de solución se subdividen en cinco categorías que son:

- **Técnicas analíticas:** Las soluciones analíticas pueden aplicarse para casos simples que generalmente involucran un único estrato homogéneo (barrera) sujeto a condiciones de frontera simples. Aunque algunas veces este tipo de soluciones se han podido desarrollar en forma gráfica, muy adecuadas para cálculos manuales, por lo general se requiere el uso de una computadora. Los principales usos de este tipo de soluciones son para realizar estudios rápidos de sensibilidad y cálculos de diseño preliminares, y para verificar los resultados de análisis más sofisticados. Este tipo de soluciones por lo general suponen un estrato de profundidad infinita y una concentración constante C_0 en la superficie.
- **Técnicas Semianalíticas:** Esta técnica es aplicable a situaciones donde la hidrostratigrafía se puede idealizar suponiendo que las propiedades del suelo son iguales en cualquier posición horizontal dentro del estrato. Con esta suposición las ecuaciones gobernantes pueden simplificarse considerablemente utilizando transformadas de Laplace y de Fourier (las últimas se requieren únicamente en el caso de planteamientos en dos y tres dimensiones), las cuales pueden ser resueltas sin dificultad. El procedimiento es parecido al adoptado en muchas soluciones analíticas; la diferencia entre las dos técnicas reside en que en la técnica semianalítica las ecuaciones son resueltas por inversión numérica y no analíticamente. Como consecuencia, es posible analizar situaciones más complicadas y realistas. Esta técnica puede ser implementada para utilizarse en microcomputadoras por medio de programas como POLLUTE (Rowe, 1984) y MIGRATE (Rowe and Booker, 1988).

Gracias a la naturaleza semianalítica de la técnica, las concentraciones de contaminante y el flujo de masa total dentro de la barrera pueden determinarse con mucha precisión en cualquier tiempo y posición específicos de interés sin determinar el campo de soluciones completo. Esto da lugar a un significativo ahorro de esfuerzo computacional (en comparación con los métodos de elemento finito y de diferencia finita) cuando solo se requiere determinar la concentración en algunas posiciones y tiempos clave (puntos de monitoreo). Sin embargo, debe hacerse notar que el ahorro de esfuerzo de cómputo se pierde si se requiere determinar la concentración en un gran número de posiciones y tiempos; aunque generalmente esto no es necesario en el caso del diseño de revestimientos. Las técnicas semianalíticas presentan muchas de las ventajas de las técnicas analíticas, entre ellas, que son fáciles de utilizar y el usuario no requiere ser un experto en análisis numérico, no se requieren muchos datos, y solo da el resultado de los tiempos y posiciones de interés. Esta técnica es particularmente adecuada para realizar estudios de sensibilidad para identificar el impacto potencial de incertidumbres con respecto a parámetros de diseño claves, también es adecuada para verificar resultados de análisis numéricos realizados con las técnicas de elemento finito y diferencia finita. Cabe mencionar que no es adecuada para modelar situaciones donde se presenta una geometría compleja o patrones de flujo que no pueden ser razonablemente modelados con otros métodos.

- **Técnica del elemento de frontera:** Esta técnica es adecuada para resolver la ecuación de advección-dispersión, presenta como ventaja su capacidad de modelar geometrías más complicadas. Sin embargo, hasta la fecha no ha sido muy utilizada en el análisis de migración de contaminantes.
- **Técnicas de la diferencia finita y del elemento finito:** Estas técnicas han tenido gran aplicación dentro del análisis de migración de contaminantes a través de suelos, ya que permiten determinar los patrones de flujo dentro de un sistema hidrológico, definiendo la velocidad de campo, y determinar la velocidad de migración de contaminantes con la ecuación de advección-dispersión (utilizando las velocidades de campo calculada). Estas técnicas proporcionan la oportunidad de modelar problemas con geometrías complejas, con complicados patrones de flujo, heterogeneidad y no linealidad. Sin embargo, aunque existe mucha literatura y mucho software disponibles comercialmente, el uso de estas técnicas no es tan simple como parece, principalmente cuando se abordan problemas que presentan altas velocidades advectivas, dispersividades bajas y notorios contrastes en la dispersividad. Para obtener buenos resultados es necesario asegurarse de que el algoritmo de cómputo, la red y los intervalos de tiempo empleados sean los

adecuados. Generalmente los resultados de estas técnicas deben calibrarse con soluciones conocidas u obtenidas por otras técnicas.

De todas las técnicas mencionadas, las dos más útiles (opinión de algunos expertos) son las semianalíticas y las de elemento finito. Como se mencionó, el método de elemento finito resulta útil para resolver escenarios que incluyen geometrías complejas, velocidades de campo, y no linealidad; tiene la desventaja de necesitar un usuario experimentado, una cantidad relativamente grande de datos y alto costo computacional. Por otra parte, aunque los modelos semianalíticos requieren cierta idealización del problema, permiten establecer rápida y precisamente las implicaciones de diferentes escenarios y parámetros de diseño supuestos. El costo de realizar estos análisis es comparativamente bajo. Varios modelos semianalíticos para la migración de contaminantes han sido propuestos por R. K. Rowe, uno de ellos trata la migración de contaminantes en una dimensión, el cual describiremos a continuación.

V.2 CONSIDERACIONES DEL MODELO DE ROWE

V.2.1 Descripción del problema

El modelo considera una geometría como la que se muestra en la Figura 5.1:

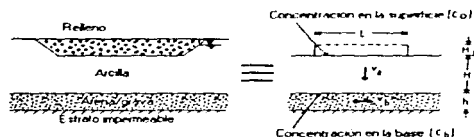


Figura 5.1 Descripción del problema

El revestimiento tiene una profundidad finita H , bajo este subyace un estrato más permeable de espesor h con flujo horizontal de agua subterránea con una velocidad V_h .

V.2.1.a Consideraciones con respecto a las propiedades de los estratos

Como se mencionó, muchas de las ventajas de la técnica semianalítica provienen del hecho de suponer que las propiedades del suelo son iguales en cualquier punto en el plano horizontal del estrato. A consecuencia de esto, no es posible variar las velocidades horizontal y vertical con la posición lateral. Sin embargo, en muchos casos pueden obtenerse estimaciones razonables de impacto potencial usando velocidades de flujo que representen

valores medios en el estrato bajo el relleno, y utilizando los flujos horizontales esperados. Pueden realizarse estudios de sensibilidad para establecer las implicaciones de variar esas velocidades dentro de los rangos esperados en campo. [Refs. 3, 5]

V.2.1.b Consideraciones con respecto a la masa de contaminante

La concentración de un contaminante dentro del relleno, está en función de la masa de contaminante en el sistema, la infiltración a través de la cubierta, y la proporción del lixiviado que pasa a través del sistema geohidrológico. Se ha observado que la concentración del contaminante se incrementa durante la operación del confinamiento, alcanza un pico después de su clausura, y después desciende.

El incremento en la concentración se debe al proceso de lixiviación así como a procesos químicos y biológicos como el análisis (descomposición de las sustancias en sus constituyentes), y la síntesis (operación inversa al análisis) de sustancias existentes en los desechos. Del mismo modo, el descenso en la concentración con el tiempo se debe a la migración de los contaminantes por medio de los mecanismos de advección, difusión, y dispersión, así como a los procesos de degradación química, degradación biológica y precipitación.

En el diseño de sistemas de revestimientos, no resulta práctico modelar a detalle los procesos de lixiviación así como los procesos químicos y biológicos mencionados; resulta más conveniente realizar aproximaciones que permitan dar una visión del impacto potencial de la masa finita de contaminante. De tal forma que se hacen la siguientes suposiciones conservadoras para propósitos de diseño:

- La concentración de un contaminante alcanza la concentración pico, C_D , instantáneamente ($t=0$), ya que el tiempo en que un contaminante alcanza su concentración máxima en el lixiviado es relativamente pequeño en comparación con la lenta migración de un contaminante.
- La masa total del contaminante, M_{TQ} , se encuentra en solución cuando se presenta la concentración pico.
- Se ignora cualquier descenso en la concentración debido a procesos químicos y biológicos (degradación) dentro del relleno.

La concentración pico, C_D , de algún contaminante puede obtenerse de experiencias anteriores en confinamientos similares. La masa total de contaminante es más difícil de determinar; sin embargo pueden hacerse estimaciones considerando la variación en la concentración con el tiempo observada en confinamientos donde la concentración en el lixiviado ha sido monitoreado, o bien, tomando en consideración la composición de los desechos.

Los datos disponibles con respecto a la masa de contaminante dentro de los rellenos son pocos; sin embargo la situación está cambiando ahora que muchos rellenos tienen sistemas de colección de lixiviados. Considerando que la concentración es simplemente masa por unidad de volumen, la masa de un contaminante colectado en un año es igual a la concentración promedio multiplicada por el volumen de lixiviado colectado. Monitoreando la variación de masa con el tiempo, es posible estimar el total de masa de un contaminante dentro del relleno. En caso de no contar con esta información, se pueden usar estudios de composición de los desechos para calcular la masa total. Por ejemplo la tabla 5.1 resume una estimación de compuestos en desechos reportado por Hughes et al. (1971). Para compuestos formados por análisis o síntesis de otros, la masa total de contaminante puede estimarse determinando la masa de sustancias presentes en los desechos que son constituyentes de dicho contaminante.

5.1 Composición de basura (Hughes et al. 1971)

Componente	% peso ó mg contaminante / g. basura seca
Fibra cruda	38.3%
Contenido de humedad	18.2%
Ceniza	20.2%
Carbón libre	0.57%
Nitrógeno:	
Libre	0.02 mg/g
Orgánico	1.23 mg/g
Solubles en agua:	
Sodio	2.23 mg/g
Cloruro	0.97 mg/g
Sulfato	2.19 mg/g
Demanda química de oxígeno	42.29 mg/g
Fosfato	0.15 mg/g
Sólidos	10.12 mg CaCO ₃ /g
Metales mayores:	
Aluminio, hierro, silicio	> 5% (por análisis de espectrografía)
Metales menores:	
Calcio, magnesio, potasio	1.0 - 5.0% (por análisis de espectrografía)

Para modelar el descenso en la concentración del lixiviado debido a la migración de contaminantes a través del sistema de revestimiento, es conveniente representar la masa de un contaminante en términos de una altura de lixiviado equivalente, H_f . Esta altura es igual al volumen de lixiviado dividido por el área del relleno:

$$C_a = \frac{M_n}{V_n} \quad H_f = \frac{V_n}{A_n} \quad H_f \cdot \frac{M_n}{C_n A_n}$$

No es posible determinar con exactitud el volumen de lixiviado en el relleno; sin embargo es posible hacer estimaciones de posibles rangos considerando la porosidad del material de relleno y la altura del nivel de líquido dentro del mismo. En el caso de rellenos

de tierra, H_f siempre es menor que la altura total del material de relleno. Gracias a las experiencias en otros rellenos se ha podido observar que H_p se encuentra en rangos probables de 0.5-10 m, siendo más probables valores de 1-5 m. Posiblemente el valor de H_f pueda variar debido a fluctuaciones estacionales; sin embargo como estos cambios son rápidos comparados con la escala de tiempo del problema, es razonable utilizar un valor promedio.

En los sistemas de revestimiento que no cuentan con sistema de colección de lixiviados toda la masa de contaminante se encuentra disponible para migrar hacia el acuífero. En los sistemas que sí cuentan con captadores de lixiviados, solo una parte de la masa migra hacia el acuífero, en estos casos el análisis es más complicado. [Refs. 3, 5]

V.2.1.c Consideraciones con respecto a la concentración en el estrato permeable

La concentración en el estrato más permeable subyacente, tiende a 0 cuando la velocidad base, v_b , es suficientemente grande para remover el lixiviado descargado. Sin embargo en muchos casos v_b es relativamente pequeña; y entonces la concentración varía con el tiempo. Con el propósito de estimar la concentración en el estrato permeable, se hace la suposición de que la concentración, $C_b(t)$, no varía con la posición horizontal o vertical, y que el transporte de solutos se realiza sólo por advección. Esto no es estrictamente cierto, sin embargo resulta una buena aproximación en muchas ocasiones. El volumen de agua en el estrato permeable depende de su espesor, h , por lo cual, la suposición de que C_b es independiente de la posición, es más real cuando el estrato tiene poco espesor. [Ref. 3]

V.3 ECUACION GOBERNANTE Y CONDICIONES DE FRONTERA

La ecuación que describe la migración de contaminantes debido a los procesos de advección, dispersión hidrodinámica y sorción en suelos es: (ver Capítulo II)

$$(n + f^*) \frac{\partial C}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - v \frac{\partial C}{\partial z} \quad [5-1]$$

Como se mencionó, ésta ecuación se desarrolló para condiciones de suelo saturado. Sin embargo, puede utilizarse con buena aproximación para condiciones de suelo parcialmente saturado si los parámetros clave se determinan en condiciones similares a las esperadas en campo y son representativos.

Condiciones de Frontera

Concentración en la superficie del revestimiento

Si se considera que un contaminante alcanza su concentración máxima (C_0) en el tiempo (t_0), y que esta concentración decrece con el tiempo conforme el contaminante migra, la concentración en la superficie está dada por:

$$C(t) = C_0 - \frac{1}{hf} \int_0^t f_0(C, \tau) d\tau \quad \text{para } z=0 \quad [5-2]$$

Donde $f_0(C, t)$ es el flujo en la superficie, cuando $z=0$.

Algunos autores han supuesto que la concentración en la superficie permanece constante (es independiente del tiempo); esto sólo puede ocurrir cuando H_f es muy grande ($H_f \rightarrow$ infinito). Esta suposición es extremadamente conservadora y enmascara muchos aspectos importantes del problema de migración de contaminantes a través de un estrato finito. [Ref. 3]

Concentración en la base del revestimiento

Por otra parte, el cambio neto en la masa de soluto en el estrato permeable en cualquier tiempo t , es igual a la diferencia entre el flujo hacia el estrato permeable desde el relleno y el flujo existente en el estrato permeable, y está dado por:

$$m = \int_0^t W L f_b(C, \tau) d\tau - \int_0^t W h v_b C d\tau \quad [5-3]$$

Donde:

$f_b(C, \tau)$ = flujo en el estrato permeable, cuando $z=H$.

W = ancho del relleno.

L = Longitud del relleno.

Considerando que $C = \frac{m}{V}$ y que $V = W L h$, la concentración en la base está dada por:

$$C = \frac{\int_0^t f_b(C, \tau) d\tau}{n_b h} - \int_0^t \frac{v_b C}{n_b} d\tau; \quad \text{para } z=H \quad [5-4]$$

V.4 SOLUCIÓN A LA ECUACIÓN DE ADVECCIÓN-DISPERSIÓN-SORCIÓN

V.4.1 Inversión numérica de la transformada de Laplace

La ventaja de la transformación de Laplace reside en el hecho de que una de las variables independientes de una ecuación diferencial parcial es eliminada, de tal forma que simplifica bastante la solución de la ecuación principal y las ecuaciones de frontera transformadas. Una vez que se ha obtenido la solución transformada, la solución al problema original puede obtenerse en algunas ocasiones por inversión analítica (por tablas o por el teorema de la transformación de Laplace). En otros casos la inversión analítica es difícil o no es posible realizarla, bajo estas circunstancias se puede obtener una solución aproximada por medio de la inversión numérica de la solución transformada. [Ref. 2]

Existe mucha literatura sobre métodos de inversión numérica, uno de estos es el desarrollado por Gaver (1966), revisado y presentado en forma de algoritmo por Stehfest (1970). Este método es extremadamente simple y requiere muy poca computación.

La inversa de la transformada de Laplace puede obtenerse por medio de la fórmula desarrollada por Stehfest:

$$F_s = [(ln 2) / T] \sum_{i=1}^N V_i F[(ln 2)T] \quad [5-5]$$

Donde:

F_s = Valor aproximado de la inversa $F(t)$ sujeto a T

$F(s)$ = La función Transformada a ser invertida; $s = \ln 2/T$

V_i es un coeficiente que está dado por:

$$V_i = (-1)^{N+2+i} \sum_{k=i+1}^{N+2-i} \frac{k^{N+2}(2k)!}{\left(\frac{N}{2}-k\right)! k!(k-1)!(i-k)!(2k-i)!} \quad [5-6]$$

Donde:

N = Número par

k = Se calcula con aritmética de enteros

Aplicando la transformada de Laplace a la ecuación gobernante:

$$(n + \rho k) \frac{\partial C}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - nv \frac{\partial C}{\partial z} \quad [5-7]$$

$$\frac{\partial C}{\partial t} = sC - C(0) \quad \text{donde } C(0) = 0 \quad [5-8]$$

$$\text{si } E = (n + \rho k) \quad [5-9]$$

$$nD \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial z^2} - \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} - E_3 \bar{C} = 0 \quad [5-10]$$

\bar{C} tiene una solución de la forma:

$$\bar{C} = P e^{\alpha z} + Q e^{\beta z} \quad [5-11]$$

los coeficientes α y β se obtienen con la ecuación general de 2º grado:

$$\alpha, \beta = \frac{v}{2D} \pm \sqrt{\frac{v^2}{4D^2} + \frac{sE}{nD}} \quad [5-12]$$

Por otra parte:

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial z} = \alpha P e^{\alpha z} + \beta Q e^{\beta z} \quad [5-13]$$

Aplicando la transformada de Laplace a las condiciones de frontera:

$$f = n v C - n D \frac{\partial C}{\partial z} \quad [5-14]$$

Para $z = 0$

$$C(t) = C_0 - \int \frac{m v C}{H f} dt + \int \frac{n D}{H f} \frac{\partial C}{\partial z} dt \quad [5-15]$$

$$\bar{C} = \frac{C_0}{s} - \frac{n v \bar{C}}{s H f} + \frac{n D}{s H f} \frac{\partial \bar{C}}{\partial z} \quad \text{para } z=0 \quad [5-15a]$$

Sustituyendo 5-11 y 5-13

$$P e^{\alpha z} \left[1 + \frac{n D \beta}{s H f} \right] + Q e^{\beta z} \left[1 + \frac{n D \alpha}{s H f} \right] = \frac{C_0}{s} \quad \text{para } z=0 \quad [5-15b]$$

$e^{\alpha z} = 1$, $e^{\beta z} = 1$, ya que $z=0$ entonces:

$$\left[1 + \frac{nD\beta}{sHf} \right] \rightarrow Q \left[1 + \frac{nD\alpha}{sHf} \right] = \frac{C_0}{s} \quad [5-15c]$$

Siguiendo el mismo procedimiento Para $z = H$:

$$C = \int \frac{m\bar{C}}{n_s h} dt - \int \frac{nD}{n_s h} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial z^2} dt - \int \frac{v_s \bar{C}}{n_s L} dt \quad \text{para } z=H \quad [5-16]$$

$$\bar{C} = \frac{m\bar{C}}{n_s h} - \frac{nD}{n_s h} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial z^2} - \frac{v_s \bar{C}}{n_s L} \quad \text{para } z=H \quad [5-16a]$$

$$P e^{sH} \left[1 - \frac{nD\beta}{n_s h} + \frac{v_s}{n_s h} \right] \rightarrow Q e^{sH} \left[1 - \frac{nD\alpha}{n_s h} + \frac{v_s}{n_s h} \right] = 0 \quad [5-16b]$$

Se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{vmatrix} \left[1 + \frac{nD\beta}{sHf} \right] & \left[1 + \frac{nD\alpha}{sHf} \right] \\ \left[1 - \frac{nD\beta}{n_s h} + \frac{v_s}{n_s h} \right] e^{-sH} & \left[1 - \frac{nD\alpha}{n_s h} + \frac{v_s}{n_s h} \right] e^{sH} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} P \\ Q \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{C_0}{s} \\ 0 \end{vmatrix}$$

Este sistema de ecuaciones puede ser invertido analíticamente para cualquier tiempo t utilizando la técnica propuesta por Ogata-Stehfest.

Para validar la eficacia del algoritmo de Stehfest, Ogata consideró el caso de dispersión radial en un pozo de inyección, problema que ha sido estudiado por otros investigadores utilizando la técnica de diferencia finita. Con los resultados obtenidos, Ogata logró demostrar que el algoritmo puede aplicarse satisfactoriamente a este tipo de problemas. Teóricamente, la precisión puede mejorarse incrementando el valor de N ; sin embargo, en la práctica un valor de $N=18$, da valores más precisos. [Ref. 2]

V.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

La técnica anterior permite ilustrar el posible efecto de las principales variables (y las combinaciones de éstas) que controlan la migración de contaminantes a través de revestimientos de arcilla.

V.5.1 Efecto de la altura de lixiviado y la velocidad base

Los casos extremos se presentan cuando $v_b \rightarrow \infty$ y cuando $v_b = 0$. Cuando $v_b \rightarrow \infty$, la concentración en la base tiende a cero ($C_b \rightarrow 0$), en este caso la concentración en la superficie, C_s , decrece rápidamente para valores bajos de H_f , pero en todos los casos tiende a 0 en estado constante (Figura 5.2).

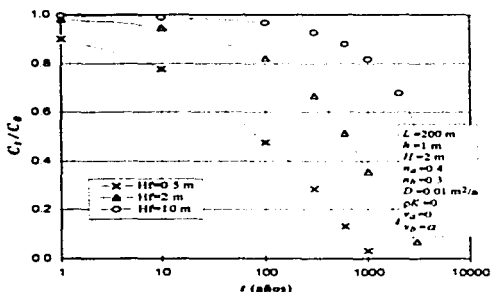


Figura 5.2 Variación de la concentración base con el tiempo para distintos valores de H_f

Cuando $v_b = 0$, la concentración superficial, C_s , decrece hasta alcanzar un valor constante (el cual depende de H_f), y la concentración en la base, C_b , se incrementa monotónicamente con el tiempo hasta alcanzar un valor igual a la concentración en la superficie (Figura 5.3). La condición $v_b = 0$, representa el caso más desfavorable para un valor dado de H_f , pues implica mayor concentración de contaminante en la base.

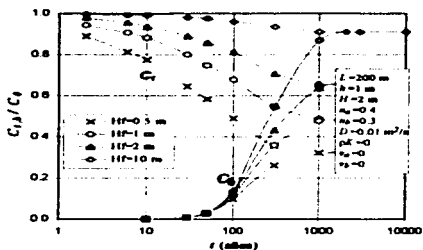


Figura 5.3 Variación de las concentraciones superficial y base con el tiempo para distintos valores de H_f

Comúnmente en situaciones prácticas donde el relleno descansa sobre un estrato permeable, la velocidad base es diferente de 0 ($v_b \neq 0$). En este caso la concentración base, C_b , se incrementa con el tiempo hasta alcanzar un valor máximo, $C_b \text{ máx}$, y después decrece hasta que el estado constante, $C_b = 0$ es alcanzado. Este comportamiento se muestra en la figura 5.4 para $H_f = 1 \text{ m}$ y diferentes velocidades base (v_b).

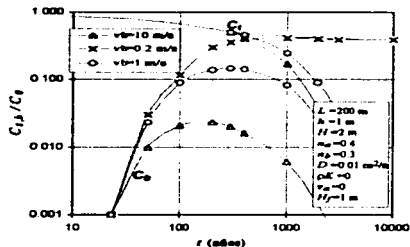


Figura 5.4 Variación de la concentración superficial y base con el tiempo para distintos valores de v_b

Tendencias similares se observan para todos los valores de H_f excepto para el caso en que la H_f tiende a infinito $H_f \rightarrow \infty$. Este estado límite corresponde a una concentración constante en la superficie, y es fundamentalmente diferente a los casos en que H_f presenta un valor finito. En este caso, la concentración en la base se incrementa con el tiempo y llega asintóticamente a un valor constante, el cual depende de la velocidad base v_b . Cabe mencionar que esta situación es improbable en la práctica.

Las figuras 5.5a y 5.5b ilustran el efecto de la velocidad base sobre la concentración base máxima C_b y el tiempo requerido para obtener este valor t_{mix} para diferentes H_f . Como es de esperarse, al incrementar la velocidad base resulta mayor dilución de contaminante, así, la concentración pico es aminorada y se alcanza en un corto tiempo.

Para velocidades medias y grandes ($v_b > 10$ m/año) la concentración base máxima varía inversamente con la velocidad base mientras que el tiempo requerido para alcanzarla es relativamente independiente de la velocidad. Esta observación permite la extrapolación para velocidades mayores.

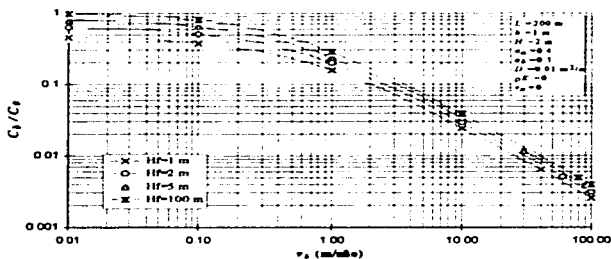


Figura 5.5a Efecto de la velocidad base, v_b , sobre la concentración base máxima C_b .

En suma, puede decirse que para una masa finita de contaminante, H_f y velocidad base, v_b diferente de 0, la concentración de contaminante en agua subterránea alcanza un valor máximo de C_b en un tiempo definido t_{mix} y después decrece. Este valor máximo puede ser usado en el diseño para asegurar que la contaminación de agua subterránea nunca exceda los niveles permisibles. En este contexto, el diseño de revestimientos puede optimizarse considerando valores de H_f y de v_b más cercanos a la realidad. [Ref. 3]

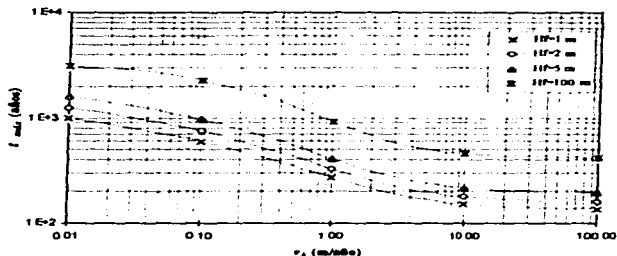


Figura 5.5b Efecto de la velocidad base v_b sobre t_{max}

V.5.2 Efecto de la sorción

El proceso de sorción es más fácilmente representado en términos del factor adimensional ρK . Este valor depende de las propiedades del suelo, de las reacciones químicas y sus velocidades, y del rango de concentración. Los valores típicos se encuentran entre 0 y 100, aunque han sido reportados valores más altos.

Cuando la concentración superficial se supone constante ($H_f \rightarrow \infty$), el efecto de la reacción geoquímica es simplemente retrasar el proceso de dispersión-advención. En este caso, la concentración base máxima C_b, max es independiente de la sorción, pero el tiempo requerido para alcanzar este valor máximo, t_{max} , aumenta significativamente. No sucede así cuando H_f tiene un valor finito.

Como se mostró anteriormente, el efecto de H_f cuando presenta un valor finito es reducir la concentración base máxima, C_b, max . Este efecto se ve incrementado por cualquier reacción geoquímica. La figura 5.6 muestra la variación con el tiempo de la concentración en la superficie y en la base del revestimiento para los casos donde no hay sorción ($\rho K=0$), y donde la sorción es moderada ($\rho K=10$). En ambos casos, la concentración base se incrementa con el tiempo hasta alcanzar un valor máximo y después decrece. Puede observarse que la sorción incrementa el tiempo requerido para alcanzar la concentración base máxima por aproximadamente un orden de magnitud para el caso en que $\rho K=10$. En contraste con el caso en que $H_f \rightarrow \infty$, la concentración base máxima también se reduce por aproximadamente un orden de magnitud.

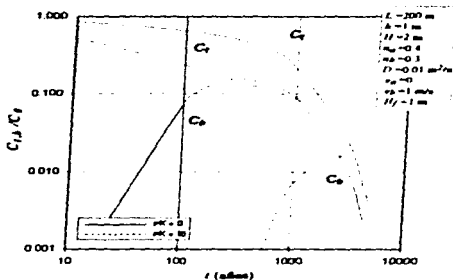
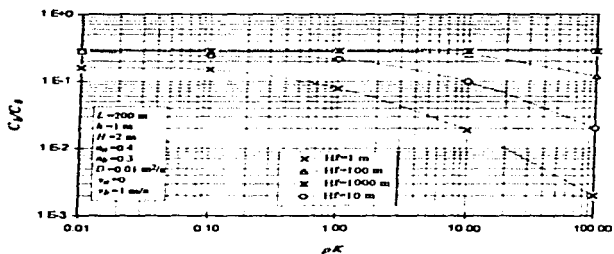
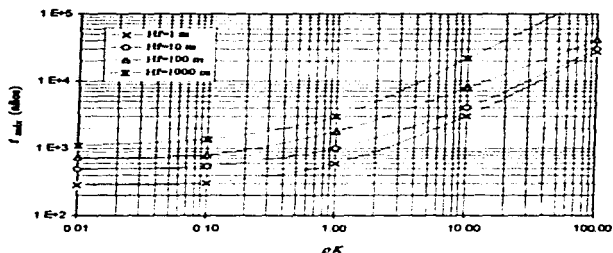


Figura 5.6 Efecto de la sorción (ρK) sobre las concentraciones superficial y base

Puede observarse también que para tiempos, de cortos a moderados, debido a la sorción se producen menores concentraciones superficiales cuando $\rho K = 10$ que cuando $\rho K = 0$. Por otra parte, para tiempos mayores a los requeridos para alcanzar $C_{b, \text{mix}}$ cuando $\rho K = 10$, la concentración superficial es mayor cuando $\rho K = 10$ que cuando $\rho K = 0$. Lo anterior se debe a que la arcilla actúa como "buffer". Para tiempos, de cortos a moderados, la arcilla adsorbe contaminante del fluido de los poros reduciendo la concentración y el gradiente de concentración. Las arcillas tienen un límite de sorción que se alcanza después de cierto tiempo, una vez alcanzado dejan de sorber contaminante. El contaminante sorbido en la arcilla se desorbe en el fluido de poro, y debido a esto se producen mayores concentraciones cuando $\rho K = 10$ que cuando $\rho K = 0$ para tiempos largos. El efecto de "buffer" de las arcillas solo puede observarse considerando masa de contaminante finita, H_f .

Las figuras 5.7a y 5.7b muestran el efecto de la sorción sobre $C_{b, \text{mix}}$ y t_{mix} , considerando una $v_b = 1$ m/año y distintas H_f . Para $\rho K < 0.1$, el efecto es insignificante; sin embargo $C_{b, \text{mix}}$ decrece considerablemente para los casos más prácticos (es decir $H_f \leq 10$ m) cuando $\rho K > 1.0$. El efecto de la sorción es más pronunciado para H_f pequeñas, aunque puede ser de consideración para H_f bastante grandes ($H_f > 100$ m). Para valores grandes de ρK , la concentración base varía inversamente con ρK . t_{mix} se incrementa para $\rho K > 1.0$ y presenta una relación lineal para valores grandes de ρK .

Figura 5.7a Efecto de la sorción sobre $C_{b \text{ máx}}$ para distintos valores de H_f Figura 5.7b Efecto de la sorción sobre $t_{\text{máx}}$ para distintos valores de H_f

Las figuras 5.8a y 5.8b muestran el efecto de la velocidad base, v_b sobre $C_{b \text{ máx}}$ cuando $\rho K = 10$. Esta figura puede compararse con la figuras 5.5a y 5.5b, que muestran el efecto de v_b sobre $C_{b \text{ máx}}$ cuando $\rho K = 0$. Ambas figuras muestran la misma tendencia. Puede observarse que la sorción aumenta considerablemente el efecto de H_f . Para $\rho K = 0$, el valor de $C_{b \text{ máx}}$

varía por un factor de 2.2 para rangos de H_f entre $1 \leq H_f \leq 10$, mientras que para $\rho K=10$, la variación en $C_h \text{ máx}$ se encuentra por encima de un factor de 22. [Ref. 3]

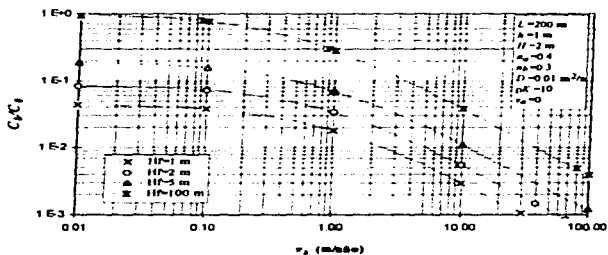


Figura 5.8a Efecto de la velocidad base, v_b , sobre la concentración base máxima $C_h \text{ máx}$

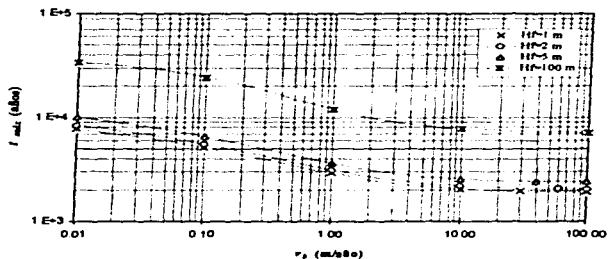


Figura 5.8b Efecto de la velocidad base, v_b , sobre $t_{\text{máx}}$

V.5.3 Efecto de espesor del revestimiento

En el diseño de revestimientos, el espesor y el potencial sorción de un estrato de arcilla, pueden utilizarse para controlar C_b , m_{mix} . Las figuras 5.9a, 5.9b, 5.10a y 5.10b muestran la variación en C_b , m_{mix} y t_{mix} con el espesor de estrato de arcilla, H , para $\rho K=0$ y $\rho K=10$. Puede observarse que incrementando H se reduce sustancialmente C_b , m_{mix} y aumenta t_{mix} .

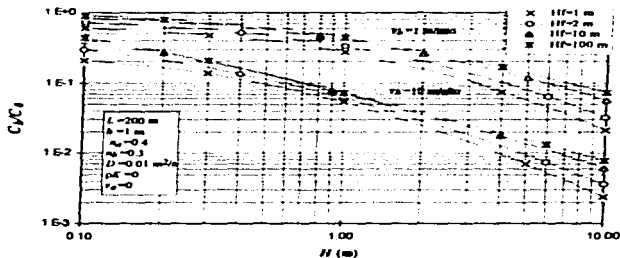


Figura 5.9a Efecto del espesor del estrato, H , sobre C_b , m_{mix}

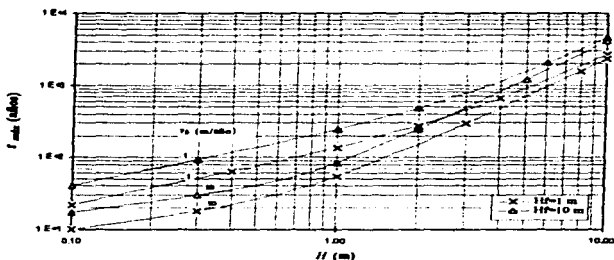
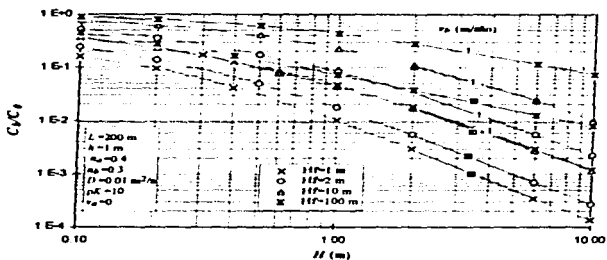
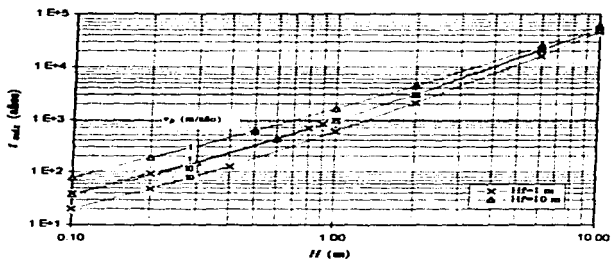


Figura 5.9b Efecto del espesor del estrato, H , sobre t_{mix}

Figura 5.10a Efecto del espesor del estrato, H , sobre C_b/C_p Figura 5.10b Efecto del espesor del estrato, H , sobre t_{mdx}

El espesor H , que requiere un revestimiento para asegurar que no se exceda una C_b/C_p determinada puede ser reducido significativamente por la interacción de H_p y ρK . [Ref. 3]

V.5.4 Efecto de la velocidad de advección

Los resultados presentados anteriormente se obtuvieron para el caso en que $v_a=0$. En la práctica, aunque los sitios de disposición final se ubiquen en sitios con poca filtración, y aunque ésta sea minimizada, el valor de v_a siempre será diferente de cero. Los análisis desarrollados para diferentes valores de v_a exhiben las mismas tendencias con respecto al efecto de v_b , H , H_f , y ρK reportadas previamente. Sin embargo, v_a incrementa la concentración base máxima, C_b *media*, y disminuye el tiempo necesario para alcanzar esta concentración, $t_{máx}$. De ahí la importancia de minimizarla (Figuras 5.11a y 5.11b). [Ref. 3]

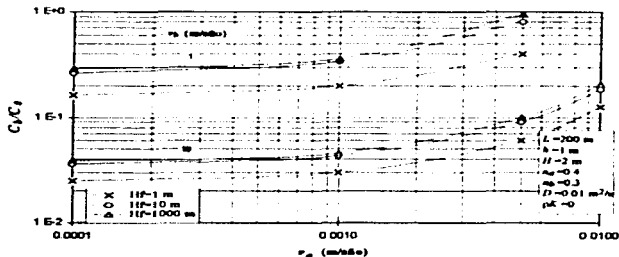


Figura 5.11a Efecto de la velocidad de advección, v_a , sobre C_b *media*

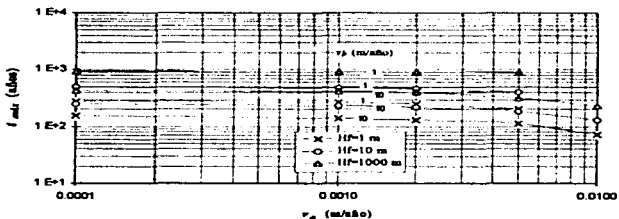


Figura 5.11b Efecto de la velocidad de advección, v_a , sobre $t_{máx}$

Comúnmente en la práctica, se presentan situaciones que involucren perfiles de suelo estratificado, donde cada estrato posee diferente porosidad, coeficiente de dispersión y permeabilidad (Figura 5.12). El caso descrito anteriormente (con un solo estrato), puede extenderse para el caso de suelos no homogéneos. El proceso se describe en la referencia 6.

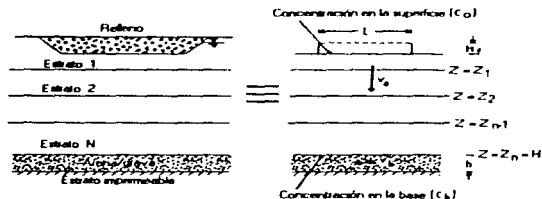


Figura 5.12 Modelo para suelos no homogéneos

V.6 Aplicaciones del modelo de Rowe

Experimentos de laboratorio muestran que existe una buena correlación entre los perfiles tiempo-concentración teóricos con los obtenidos experimentalmente cuando los parámetros utilizados han sido determinados cuidadosamente (Rowe, 1988; Shackelford y Daniel, 1991; Barone *et al.*, 1992). Este modelo también ha sido utilizado en conjunción con un detallado estudio de campo en un relleno sanitario en Samia, Ontario con buenos resultados [Ref. 3].

Mientras que en países como Estados Unidos y Canadá, este tipo de modelos se emplea para evaluar el potencial de contaminación, en México, las Normas Oficiales Mexicanas NOM-083-ECOL/1996 y NOM-055-ECOL/1996 proponen para determinarlo la expresión: $f = [(k \cdot d) / (u \cdot d)]$ donde: f = factor de tránsito de infiltración, d = espesor de la zona saturada, u = porosidad efectiva, ϕ = gradiente de potencial y k = conductividad hidráulica. De acuerdo con las normas, si $f < 1 \times 10^{-10} \text{ s}^{-1}$ el sitio se considera adecuado. Como puede observarse, este método no considera fenómenos como la difusión al que se debe en muchos casos el transporte de solutos a través del suelo. El modelo propuesto por Rowe constituye una herramienta de muy útil para el diseño de secciones en rellenos sanitarios, confinamientos controlados, estanques y lagunas donde se almacenan aguas residuales e industriales antes de ser tratadas. En México este modelo ha sido aplicado a nivel investigación en el Instituto de Ingeniería de la UNAM para el estudio del transporte difusivo de metales pesados en

arcillas del Valle de México, y en la evaluación de parámetros de adsorción de compuestos orgánicos en diferentes tipos de suelos, los resultados de estas investigaciones corroboran la validez de esta técnica en este tipo de problemas.

Referencias

- [1] ARULANANDAN, K., THOMPSON, P.Y., KUTTER, B.L., and MELGODA, N.J. 1985. Centrifuge modelling of transport processes for pollutants in soils. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 111 (2): 185-205.
- [2] MOENCH, A.F., and OGATA, A. 1981. A numerical inversion of the Laplace transform solution to radial dispersion in a porous medium. Water resources research. Vol 17 (1): 250-253.
- [3] ROWE, K. R., and BOOKER, J. R. 1985. 1-D Pollutant migration in soils of finite depth. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 111 (4): 479-499.
- [4] ROSE, C. W. Modelling contaminant transport in subsurface
- [5] ROWE, R. K. 1988. Eleventh Canadian Geotechnical Colloquium: Contaminant migration through groundwater - the role of modelling in the design of barriers. Canadian Geotechnical Journal. Vol 25: 778-798.
- [6] ROWE, R. K. 1984. The analysis of pollutant migration in a non-homogeneous soil. Géotechnique. Vol 34 (4): 601-612.

CONCLUSIONES

En las últimas décadas, muchos sitios donde se habían dispuesto inadecuadamente desechos sólidos y líquidos han causado graves problemas de contaminación de agua subterránea; que en ocasiones es la principal fuente de abastecimiento a muchas poblaciones. Es por esto que la selección del sitio para un confinamiento es un factor prioritario, pues aunque la tecnología respecto a materiales de revestimiento y sistemas de colección de lixiviados ha progresado en gran medida, éstos tienen una vida útil limitada y con el tiempo aumenta el riesgo de fugas o derrames al subsuelo. La única barrera permanente que puede garantizar riesgos ambientales mínimos es la barrera geohidrológica.

Es de gran importancia contar con confinamientos seguros en las proximidades de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México, ya que aquí se encuentra la zona industrial más grande del país. Algunos municipios de los estados de San Luis Potosí e Hidalgo parecen ser propicios para la instalación de confinamientos, ya que presentan climas secos, escasa precipitación, corrientes subterráneas y superficiales escasas, baja densidad demográfica.

Con base en el estudio de las propiedades de los materiales se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- A pesar de su baja permeabilidad, las geomembranas no están exentas de fenómenos de migración como la difusión y gradientes químicos y eléctricos, por lo cual es imposible evitar por completo la migración de contaminantes.
- Aunque no son degradadas por bacterias y hongos, las geomembranas si son vulnerables al ataque de roedores, ya que les sirve de fuente alimenticia o bien desarrollan adicción por algún componente de su formulación. Debido a esto se requiere colocar una capa de protección especial de arcilla.
- Los estudios indican que las membranas de polietileno de alta densidad (HDPE) muestran mayor resistencia al ataque de agentes químicos, por lo cual tienen un gran potencial como material de revestimiento. A pesar del buen comportamiento de las geomembranas frente a diversos agentes químicos, existe incertidumbre sobre su comportamiento a largo plazo. Pruebas realizadas muestran indicios de degradación.
- El espesor de las geomembranas las hace vulnerables a desgarres, perforaciones e impactos. La presencia de juntas es otra de sus desventajas. Debido a esto, es necesario un buen control de calidad a la hora de su instalación y al hacer las juntas. Aun así, no puede garantizarse totalmente su integridad. La mayoría de las perforaciones no pueden ser detectadas hasta que es demasiado tarde.

- Por otra parte, los revestimientos de arcilla presentan como desventaja que tienen espesores mayores a 0.60 m. Pueden presentarse grietas en caso de desecación, aunque se sabe que una capa de caolinita puede proteger el revestimiento. Algunos agentes químicos corrosivos pueden alterar su estructura y su permeabilidad. Se requiere un buen control de calidad en la compactación.
- Una de las ventajas de las arcillas es que en México, por lo general, son materiales fácilmente disponibles y económicos. Otra ventaja se debe a que poseen propiedades que permiten retardar la migración de muchos contaminantes, entre ellos metales pesados y NH₄, mediante procesos de sorción cuando el pH del medio es propicio.

Lo anterior ha llevado al uso de secciones compuestas de estos materiales, así como a la fabricación de productos como los geocompuestos, que consisten en material geosintético y bentonita. Este tipo de secciones son recomendables para confinar desechos peligrosos. Las barreras anticontaminantes siempre deben contemplar una capa de arcilla compactada, y en ningún caso debe permitirse el uso de geomembranas sin esta capa de protección. Debido al grado de peligrosidad que tienen algunos lixiviados, es necesario construir un sistema de drenaje y colección de lixiviados que permita tratarlos en instalaciones expresas para esto.

Los revestimientos de arcilla de control activo pueden ser una solución económica y eficiente para diversos tipos de contaminantes, con excepción de aquellos que son corrosivos (con un pH muy alto o muy bajo). Es factible utilizar este tipo de revestimientos en rellenos sanitarios, ya que se supone que en éstos se almacenan los desechos no peligrosos. Rowe y otros investigadores han desarrollado varios modelos de migración de contaminantes que resultan muy útiles para el diseño de revestimientos de este tipo. Podrían desarrollarse modelos específicos para distintos contaminantes que incluyan sorción de tipo no lineal, degradación biológica y química. La precisión de éstos depende de que tan representativos sean los datos obtenidos.

Como se explicó, cuando la velocidad base $v_b > 0$, la concentración de contaminante en el acuífero alcanza un valor $C_b \text{ máx}$ a un tiempo $t \text{ máx}$, y después decrece. Este valor ($C_b \text{ máx}$) puede utilizarse en el diseño para asegurar que la contaminación en el acuífero no exceda un nivel determinado. La magnitud de la concentración base máxima, $C_b \text{ máx}$, decrece: a) cuando la masa de contaminante, M_f , es pequeña (esto implica la minimización de la velocidad de advección v_d); b) a mayores velocidades base, v_b ; c) incrementando la sorción, ρK_s , y el espesor del revestimiento, H .

El modelo puede extenderse a geomembranas, considerando que en éstas el transporte de contaminantes se debe principalmente al fenómeno de difusión ($v_d=0$, $F_R=1$). Hasta la fecha existen pocos datos reportados sobre difusión y absorción en geomembranas, los experimentos reportados muestran difusión anómala de tipo no fickiano, lo que hace difícil modelar por medio de ecuaciones y adaptar al modelo de Rowe; sin embargo, cabe recordar que esta conducta varía según la formulación del

producto. Aun así, estos modelos pueden ser muy útiles para medir el posible impacto contaminante en caso de presentarse alguna filtración.

Para un efectivo control no basta la construcción de confinamientos para desechos, además deben apoyarse otras alternativas como el reuso, el reciclaje, tratamiento, y disminución de la generación de desechos.

Los desechos urbanos no sólo causan problemas de contaminación o estéticos, el manejo actual resulta un despilfarre. Los materiales desechados contienen grandes cantidades potencialmente aprovechables de papel, vidrio, metal, material orgánico que podría usarse como fertilizante, y energía, ya que alrededor del 70 % de los desechos sólidos municipales son combustibles. La basura orgánica en descomposición genera biogas, algunos rellenos sanitarios cuentan con colectores de biogas, con el cual podría generarse electricidad. Actualmente solo se reciclan alrededor del 10% de estos recursos.

Los expertos estiman que para el año 2000, más de 25 estados de la unión americana no dispondrán de espacio para rellenos sanitarios. En México comienza a suceder lo mismo en el Distrito Federal y otros estados pequeños. Las heterogeneidades de los materiales de desecho o naturaleza orgánica causan hundimientos y pérdida de estabilidad por lo que no son propicios para edificar (o en caso de hacerlo, se requieren grandes inversiones), y generalmente, una vez clausurado un relleno sanitario se utiliza para uso recreacional.

Diseñar y construir un confinamiento no consiste en enterrar los desechos en alguna de las zonas señaladas en el capítulo I. Debe garantizarse la integridad de éste, así como visualizar el posible impacto de los contaminantes que migran a los cuerpos de agua, principalmente a los mantos acuíferos aprovechables.

BIBLIOGRAFÍA

- ACAR Y. B., AND HAIDER I. 1990. Transport of low-concentration contaminants in saturated earth barriers. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 116 (7): 1031-1052.
- ANTEPROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-CRP-00*-ECOL/1994. Requisitos para la impermeabilización de celdas de los confinamientos controlados para los residuos peligrosos.
- ARULANANDAN, K., THOMPSON, P.Y., KUTTFER, B.L., and MEEGGODA, N.J. 1985. Centrifuge modelling of transport processes for pollutants in soils. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 111 (2): 185-205.
- AUVINET GUICHARD, G., y ESQUIVEL DIAZ, R. 1986. Impermeabilización de lagunas artificiales. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. LIMUSA, México.
- BENSON C. R., and DANIEL D. E. 1990. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 116 (8): 1231-1248.
- BOYNTON S. S., and DANIEL D.E. 1985. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 111 (4): 465-478.
- BOWDERS J. J. and DANIEL D. E. 1987. Hydraulic conductivity of compacted clay to dilute organic chemicals. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 113 (12): 1432-1448.
- BRANDL H. 1992. Mineral liners for hazardous waste containment. *Geotechnique*. Vol. 42 (1): 57-65.
- BRITTON, L. N., ASHMAN, R. H., AMINAHIAV, T. M. and CASSIDY, P. E. 1989. Permeation and Diffusion of environmental pollutants through flexible polymers. *Journal of Applied Polymer Science*. Vol 38: 227-236.
- BRODERICK G. P. 1990. Stabilizing compacted clay against chemical attack. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 116 (10): 1549-1567.
- DANIEL D. E. 1984. Predicting hydraulic conductivity of clay liners. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 110 (2): 285-300.
- DANIEL D.E. and BENSON C.H. 1990. Water content - density criteria for compacted soil liners. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 116 (12): 1811-1830.
- DAY S. R., and DANIEL D. E. 1985. Hydraulic conductivity of two prototype clay liners. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 111 (8): 957-971.
- ELSBURY B. R., DANIEL D. E., SRADERS G. A. and ANDERSON D. C. 1990. Lessons learned from compacted clay liner. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 116 (11): 1641-1660.
- FERNUIK, N. and HAUG M. 1990. Evaluation of in situ permeability testing methods. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 116 (2): 297-311.
- FETTER C. W. 1993. *Contaminant Hydrogeology*. Macmillan Publishing Company, New York, U.S.A.
- FLYNN, G. L., YALKOWSKY S. H., and ROSEMAN T. J. 1974. Mass transport phenomena and models: theoretical concepts. *Journal of Pharmaceutical Sciences*. Vol 63 (4): 479-510.

- FOLKES, DAVID J. 1982. Fifth Canadian Geotechnical Colloquium: Control of contaminant migration by the use of liners. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 19: 320-344.
- FOREMAN D. E. and DANIEL D. E. 1986. Permeation of compacted clay with organic chemicals. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 112 (7): 669-681.
- FREEZE, R. A., and CHERRY, J. A. 1981. *Groundwater*. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs New Jersey.
- GACETA ECOLOGICA DE SEDUL. No. 1 (1990). México D.F.
- GARCIA-BENGOECHEA, I., LOVELL, CH.W., and ALTSCHAEFFL, A.G. 1979. Pure distribution and permeability of silty clays. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol 105 (GIT7): 839-856.
- GARCIA NAVARRETE, G. 1996. Evaluación de parámetros de adsorción de compuestos orgánicos halogenados TCE y PCE en diferentes tipos de suelos. Tesis de Maestría en Ingeniería Ambiental. UNAM.
- HARROP-WILLIAMS K. 1985. Clay liner permeability: evaluation and variation. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 111 (10): 1211-1225.
- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ. 1991. Mecánica de suelos. Tomo I. Propiedades hidráulicas del suelo. LIMUSA, México. 191-238.
- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ. 1991. Mecánica de suelos. Tomo III. Flujo de agua en suelos. LIMUSA, México.
- KOERNER, ROBERT. M. 1994. *Designing with geosynthetics*. Prentice Hall. Englewood Cliffs, N. Jersey.
- KOERNER, ROBERT. M. 1990. *Durability and aging of geosynthetics*. Prentice Hall. Englewood Cliffs, N. Jersey.
- MORALES y MONROY, y SANCHEZ, J. M. 1990. Disposición de rellenos industriales.
- MAJIAN B. H. 1970. Equilibrio Químico. Curso Universitario de Química. Fondo Educativo Interamericano, USA. 145-148.
- MOENCH, A.F., and OGATA, A. 1981. A numerical inversion of the Laplace transform solution to radial dispersion in a porous medium. *Water resources research*. Vol 17 (1): 250-253.
- NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-CRP-001-ECOL/1993. Características de los residuos peligrosos y el listado de los mismos. *Diario Oficial de la Federación*, 2/07/93.
- NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-055-ECOL/1996. Requisitos que deben reunir los sitios destinados al confinamiento controlado de residuos peligrosos, excepto los radiactivos. *Diario Oficial de la Federación*, 11/12/96.
- NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-083-ECOL-1996. Condiciones que deben reunir los sitios destinados a relleno sanitario para la disposición final de los residuos sólidos municipales. *Diario Oficial de la Federación*, 25/11/96.
- PARAMO VARGAS, J. 1996. Transporte difusivo de los metales pesados Cd y Pb en arcillas del Valle de México. Tesis de Maestría en Ingeniería Ambiental. UNAM.

- PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-087-ECOL-1994. Requisitos para la clasificación, separación, envasado, almacenamiento, recolección, transporte, tratamiento, y disposición final de residuos peligrosos biológico-infecciosos. Diario Oficial de la Federación, 19/08/94
- PEIRCE, J. J. 1987. Effects of selected inorganic leachates on clay permeability. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 113 (8): 915-920.
- RAMSEY, D. R. 1993. Diffusivities of organic in high density polyethylene geomembranes. Geosynthetics '93 Conference Proceedings Vancouver Canada Industrial Fabrics Association International. St. Paul, MN. Vol 2: 645-657.
- RICO RODRIGUEZ y DEL CASTILLO. 1987. La ingeniería de suelos en vías terrestres. LIMUSA. México, D.F. Tomo I. Capítulo IV: 153-234
- ROSE, C. W. Modelling contaminant transport in subsurface
- ROWE, R. K. 1984. The analysis of pollutant migration in a non-homogeneous soil. Géotechnique Vol 34 (4): 601-612.
- ROWE, R. K. 1988. Eleventh Canadian Geotechnical Colloquium. Contaminant migration through groundwater - the role of modelling in the design of barriers. Canadian Geotechnical Journal. Vol 25: 778-798
- ROWE, R. K. 1988. Laboratory determination of diffusion and distribution coefficients of contaminants using undisturbed clayey soil. Canadian Geotechnical Journal. Vol 25: 108-118
- ROWE, R. K. and BOOKER, J. R. 1985. 1-D Pollutant migration in soils of finite depth. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 111 (4): 479-499.
- RUPPRECHT H., and LEE G. 1988. Adsorption at solid surfaces. Encyclopedia of Pharmaceutical Technology. Dekker Inc., USA. Vol 2: 73-114.
- SHACKELFORD, CH. D. and DANIEL D. E. 1991. Diffusion in saturated soil. I: Background. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 117 (3): 467-483.
- SHACKELFORD, CH. D. and DANIEL, D.E. 1991. Diffusion in saturated soil. II: Results for compacted clay. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 117 (3): 485-506.
- UPPOT J. O. and STEPHENSON R. W. 1989. Permeability of clays under organic permeants. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 115 (1): 115-131.
- VAN REE C. C. D. F., WESTSTRATE F. A., MESKERS C.G. and BIREMMER C. N. 1992. Design aspects and permeability testing of natural clay and sand-bentonite liners. Geotechnique. Vol. 42 (1): 49-56
- WOON-HYUNG KIM and DANIEL D. E. 1992. Effects of freezing on hydraulic conductivity of compacted clay. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 118 (7): 1083-1097.