



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS
EN EL DISEÑO DE LAGUNAS
DE ESTABILIZACIÓN**

T E S I S

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(GEOTECNIA)**

QUE PRESENTA:

ERIKA BERTHILA VALLE PUGA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. RAÚL FLORES BERRONES



MÉXICO, DISTRITO FEDERAL

NOVIEMBRE DE 2005

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

Secretario: DR. JOSÉ RAÚL FLORES BERRONES

Vocal: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

1^{er.} Suplente: M. EN I. ANA ELISA SILVA MARTÍNEZ

2^{do.} Suplente: DR. RAFAEL MORALES Y MONROY

Lugar donde se realizó la tesis:

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO (SALA DE EXAMEN)

TUTOR DE TESIS:

DR. JOSÉ RAÚL FLORES BERRONES

FIRMA

DEDICATORIAS

A Berthila y Abdón, mis padres. Por darme vida, por su amor y apoyo incondicional, por la familia que me han dado.

A Mercedes y Verónica, mis hermanas. Porque juntas compartimos muchos momentos que nunca olvidaré, momentos que me han ayudado a ser quien soy.

A Mario Arturo, por su amor y apoyo. Por ser mi vida y mi gran amor.

A toda mi familia, porque saben ser una familia unida.

A Dios, por permitirme hacer realidad todos mis sueños.

AGRADECIMIENTOS

A la **UNAM**, por la formación académica recibida y por el privilegio de ser parte de ella.

A **CONACYT**, por otorgarme una beca con la cual fue posible estudiar esta maestría.

A **mis maestros**, por todos los conocimientos transmitidos.

Al **Dr. Raúl Flores Berrones**, por su apoyo al dirigir esta tesis.

A mis sinodales: **Dr. Gabriel Auvinet, M. I. Ana Elisa Silva, Dr. Rafael Morales**. Por el tiempo dedicado para la revisión de este trabajo y por sus valiosos comentarios.

Al **Dr. Efraín Ovando**, por aceptar revisar esta tesis, por sus comentarios para mejorarla y muy especialmente por permitirme un espacio dentro del Instituto de Ingeniería.

A **Vanessa**, mi mejor amiga. Por tantos años de amistad, por escucharme y apoyarme siempre que lo necesito.

A **Edwin**, mi mejor amigo. Por estar conmigo cuando más lo necesité, por saber poner una sonrisa en mí cuando ésta no estaba.

A **Juliana, Sergio, Alexandra y Juan Pablo**, por su amistad, su apoyo y porque aprendí mucho de cada uno de ellos.

ÍNDICE

NOMENCLATURA	viii
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABLAS	xvii
RESUMEN	xviii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Alcances	2
2. GENERALIDADES DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	4
2.1. Definición de lagunas de estabilización y aspectos generales	4
2.1.1. Impacto ambiental de las lagunas de estabilización	5
2.2. Clasificación de lagunas de estabilización	6
2.3. Panorama actual de las lagunas de estabilización en México	7
3. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	10
3.1. Estudios preliminares del proyecto	10
3.1.1. Selección del sitio	10
3.1.2. Exploración, muestreo y clasificación del suelo	12
3.2. Diseño geotécnico de lagunas	14
3.2.1. Geometría de las lagunas y obras complementarias	15

3.2.2. Análisis de flujo de flujo de agua	17
3.2.3. Consideraciones para el diseño de bordos	21
3.2.4. Diseño de filtros	26
3.2.5. Efectos sísmicos	32
3.2.6. Asentamientos	33
3.3. Impermeabilización de lagunas	35
3.3.1. Mecanismos de filtración	35
3.3.2. Técnicas de impermeabilización	37
3.3.3. Impermeabilización con suelos compactados	39
3.3.4. Impermeabilización con geosintéticos y combinación con arcillas	53
4. PRINCIPIOS DE SUELOS NO SATURADOS Y SU APLICACIÓN EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	57
4.1. Generalidades de suelos no saturados	57
4.1.1. Naturaleza y presencia en México de los suelos no saturados	58
4.1.2. Fases de un suelo parcialmente saturado	60
4.1.3. Definiciones importantes en suelos parcialmente saturados	63
4.2. Flujo de agua y permeabilidad en suelos parcialmente saturados	71
4.2.1. Flujo de agua en suelos parcialmente saturados	72
4.2.2. Ley de Darcy para suelos no saturados	73
4.2.3. Coeficiente de permeabilidad con respecto a la fase líquida	74
4.2.4. Relación de permeabilidad con la succión y el contenido de agua	75
4.3. Flujo de aire y difusión	77
4.3.1. Flujo de aire	77
4.3.2. Difusión	78
4.4. Aplicación de flujo de agua en suelos no saturados para lagunas de estabilización	79
4.4.1. Flujo de agua en estado establecido	79
4.4.2. Flujo de agua en estado no establecido	90
4.5. Cambio de volumen en suelos no saturados	98

4.5.1. Relaciones constitutivas	98
4.5.2. Ecuaciones de compresibilidad para suelos no saturados	100
4.6. Resistencia al esfuerzo cortante en suelos parcialmente saturados	101
4.6.1. Ecuación de esfuerzo cortante y envolvente de falla en suelos no saturados	102
5. COMPARACIÓN DEL DISEÑO DE LAGUNAS, UTILIZANDO SUELOS SATURADOS Y NO SATURADOS	105
5.1. Permeabilidad y flujo de agua	106
5.2. Cambios de volumen y resistencia al corte	110
6. CONCLUSIONES	114
ANEXOS	118
Anexo A: Pruebas de permeabilidad en laboratorio y campo	118
Anexo C: Suelos problemáticos	132
Anexo D: Obtención de la conductividad hidráulica en suelos no saturados	135
REFERENCIAS	150

RESUMEN

En México el método de tratamiento de aguas residuales más utilizado son los sistemas de lagunas de estabilización; sin embargo, sólo el 80% de estas plantas están en operación. Esto se debe a diversas fallas durante la construcción y muy comúnmente a problemas geotécnicos.

Entre los problemas geotécnicos más comunes se encuentran: *filtraciones a través del fondo de la laguna y en los alrededores del terraplén, fallas en la estabilidad del terraplén, asentamientos en el mismo y expansión en el fondo de la laguna*, por mencionar algunos. Todos estos inconvenientes pueden ser prevenidos con un correcto estudio y diseño geotécnico.

En este trabajo se da una panorámica general del estudio y diseño de lagunas de estabilización, teniendo como punto central los aspectos geotécnicos. Por tal razón, primeramente se mencionan los métodos de exploración, muestreo y clasificación de los suelos necesarios dentro de un proyecto de lagunas de estabilización. Posteriormente se mencionan los aspectos más relevantes del diseño geotécnico, entre los que se encuentra el *análisis de flujo, diseño de filtros, bordos y estabilidad de taludes, así como el análisis de los efectos sísmicos y de asentamientos*; éstos son brevemente desarrollados y referenciados a diversa bibliografía para su ampliación.

Un punto muy importante dentro de las lagunas de estabilización es su impermeabilización, por tal motivo se le da un espacio dentro de este trabajo. Primeramente se exponen los mecanismos de infiltración y las técnicas de impermeabilización más comunes; en éstas últimas se discute cuales son las más apropiadas. Posteriormente se detallan las técnicas de impermeabilización más utilizadas: *impermeabilización con suelos compactados e impermeabilización con geosintéticos y suelos compactados*.

En los últimos capítulos se hace una pequeña introducción a los suelos no saturados; puesto que este tema es bastante amplio, se da bibliografía de consulta para toda aquella persona que desee ampliar sus conocimientos. Finalmente, en base a lo expuesto de suelos saturados y no saturados, se hace una comparación sobre las ventajas y desventajas que conlleva el utilizar cualquiera de estos dos métodos de diseño. Además, como anexo se incluyen las pruebas de permeabilidad en campo y laboratorio, los suelos problemáticos que se pueden presentar al construir una laguna y los métodos que existen para obtener la conductividad hidráulica en suelos no saturados.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La contaminación es un problema grave que aqueja nuestro entorno, siendo una gran amenaza en nuestra época. Toda obra ingenieril causa un efecto sobre el ambiente, por lo que es importante que los actuales y futuros ingenieros estén conscientes de este hecho y traten de proyectar y construir sus obras buscando siempre la sustentabilidad.

Desde hace años, se utiliza el término “geotecnia ambiental” para nombrar a los trabajos de geotecnia relacionados con obras de ingeniería sanitaria y ambiental (Espinace *et al*, 1991). La geotecnia ambiental tiene una amplia aplicación; dentro de las obras geotécnicas que provocan cambios en el medio ambiente se encuentran (Murillo, 1991):

- *Obras hidráulicas*, como presas y lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas contaminadas. El efecto que tienen estos proyectos en el ambiente es muy variado. Las presas, por ejemplo, inducen cambios significativos en la flora y fauna del lugar donde se construyen. Por otro lado, las lagunas de tratamiento de agua pueden producir contaminación a la atmósfera por malos olores o al subsuelo y sus acuíferos por el transporte de contaminantes.
- *Obras viales*, dentro de las que encontramos carreteras y vías férreas. Además de proporcionar comodidades en el transporte, también alteran el equilibrio natural. Durante su construcción se modifica la topografía e hidrología, favoreciendo la erosión y el movimiento de masa ocasionando depredación de flora y fauna, lo que a su vez, provoca la migración de especies.
- *Excavaciones y cimentaciones*, con el crecimiento de las ciudades, es necesario construir grandes edificios que requieren grandes cimentaciones. Con estas obras se tienen excavaciones superficiales que modifican la orografía, y las condiciones de infiltración. Estas construcciones también tienen influencia en la vegetación y la vida animal pues alteran los ecosistemas. Por otro lado, obras como el transporte subterráneo, que requiere excavaciones, modifican las condiciones de flujo en el suelo, provocando influencia en la vegetación por los cambios de los niveles piezométricos. También ocasionan subsidencia y agrietamiento del terreno.

- *Obras de mejoramiento del ambiente;* se encuentran en esta categoría los sitios de disposición de desechos sólidos y los rellenos sanitarios. Generalmente, estos depósitos se ubican sin estudios previos de mecánica de suelos y sin ninguna planeación. Es hasta hace pocos años que se empieza a tomar conciencia del daño que ocasionan al medio ambiente. Los problemas más significativos que ocasionan son la emanación de gases como el dióxido de carbono y metano, además de que se corre el riesgo que los lixiviados que se producen contaminen tanto el suelo como los mantos de agua. También se presentan problemas de proliferación de enfermedades por contacto, roedores y mosquitos.

En este caso nos enfocaremos a las obras hidráulicas, particularmente a lagunas de estabilización. Este tipo de estructuras han presentado diversos problemas como: filtraciones de líquidos, fallas geológicas, fallas en taludes durante la construcción y operación, presencia de suelos problemáticos en el suelo de cimentación, así como asentamientos no esperados. Muchas de las causas de estos problemas pueden ser corregidas mediante la ingeniería geotécnica, de aquí la importancia de este tema.

1.2. Objetivos

Uno de los principales objetivos es establecer una intercomunicación entre los ingenieros geotecnistas, constructores y ambientalistas, de tal manera que todos estén al tanto de la importancia de los estudios geotécnicos en toda obra ingenieril. También se intenta que todo ingeniero tenga un panorama base de los factores que intervienen en el estudio, diseño y construcción de lagunas de estabilización.

Por otro lado, se pretende plantear la aplicación de las teorías de mecánica de suelos no saturados en el diseño de lagunas de estabilización, pues representan, de manera más realista, el comportamiento de estas estructuras.

1.3. Alcances

Este trabajo puede servir tanto a ingenieros civiles como a ingenieros ambientales que pretendan diseñar o construir lagunas de estabilización o de cualquier otro tipo. Incluso puede servir de guía para la solución de problemas de otra clase de plantas de tratamiento de agua.

En los primeros capítulos se presenta un panorama general de las lagunas de estabilización en México, donde se incluye su importancia y grado de utilización en el país, así como su estado actual y la problemática que ha presentado desde su implementación como forma de tratamiento de agua.

Por otro lado, se presenta una recopilación de artículos y libros relacionados con el tema, donde se exponen experiencias y estudios realizados. También se muestra de manera general los pasos a seguir para el diseño y construcción de este tipo de estructuras, señalando las posibles complicaciones que se pueden presentar.

Uno de los principales problemas es la posible infiltración de los líquidos que se tratan en estas estructuras. Por tal razón, se discuten las técnicas de impermeabilización que existen; se incluye una variedad de artículos recientes donde se ha investigado la mejor manera de disminuir las permeabilidades en estas estructuras. También se expone todo lo relacionado con pruebas de permeabilidad tanto en campo como en laboratorio.

En uno de los últimos capítulos se realiza una pequeña introducción a los suelos no saturados. En este caso, se expone la presencia que tienen este tipo de suelos en México, así como algunas definiciones importantes para su estudio y entendimiento. Se presenta además una breve explicación de conceptos como flujo de agua, cambio de volumen y resistencia al esfuerzo cortante. Adicionalmente, se muestra la aplicación de suelos no saturados en el cálculo de flujo de agua en un bordo de tierra, también aplicable a lagunas de estabilización.

Finalmente, se comparan los métodos de diseño, considerando suelos saturados y no saturados. Se discute los posibles beneficios de la aplicación de este último método, y se pone a consideración la investigación más profunda del tema para que sea un hecho la aplicación de suelos no saturados en la práctica futura.

CAPITULO 2

GENERALIDADES DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

2.1. Definición de lagunas de estabilización y aspectos generales

Una laguna de estabilización es una estructura simple que almacena aguas residuales con el objeto de mejorar sus características sanitarias, en ellas se reproducen en pequeña escala, los procesos naturales de oxidación o mineralización de la materia orgánica, utilizando como fuente de energía la luz solar. Por tal razón, las lagunas de estabilización son particularmente adecuadas a países con climas tropicales y subtropicales, puesto que la luz solar y la temperatura ambiental son factores primordiales dentro de su adecuado funcionamiento; otros factores que intervienen en el funcionamiento son la carga orgánica, la profundidad, el tamaño, configuración, orientación y el contenido mineral del agua (Mara, 1997).

El uso de lagunas de estabilización es común para el tratamiento de aguas residuales domésticas en comunidades pequeñas. Las aguas residuales industriales y mezclas de aguas residuales domésticas e industriales susceptibles de tratamiento biológico también se pueden tratar por este medio. Entre las industrias en las que se utilizan lagunas de estabilización se encuentran: refinerías de petróleo, mataderos de ganado y aves, lecherías y recuperación de subproductos (Metcalf & Eddy, 1996).

Los procesos físicos, químicos y biológicos en lagunas artificiales son similares a los que suceden en los cuerpos de agua naturales y es por ello que se consideran ecosistemas hechos por el hombre. Al igual que un lago, contienen bacterias y algas fotosintéticas que absorben los nutrientes solubles y fijan la energía del sol para formar la biomasa inicial. También contiene protozoarios o consumidores primarios y hongos o levaduras que ayudan a la descomposición de esta biomasa (Mara, 1997).

Cuando el agua residual se descarga en una laguna de estabilización se realiza, en forma espontánea, un proceso de autopurificación o estabilización natural en el que tienen lugar, como ya se mencionó, fenómenos de tipo físico, químico y biológico. A continuación se da una descripción sencilla que establece los aspectos fundamentales del proceso de tratamiento del agua que se lleva a cabo en las lagunas de estabilización (Flores, *et al*, 2002):

- Proceso natural de autodepuración.
- La estabilización de materia orgánica se realiza mediante la acción simbiótica de bacterias, algas y otros organismos superiores.
- Se presentan procesos físicos de remoción de materia suspendida.
- Se efectúan cambios químicos en la calidad del agua que, entre otros aspectos, mantienen las condiciones adecuadas para que los organismos puedan realizar la estabilización, transformación y remoción de contaminantes orgánicos biodegradables y, en algunos casos, nutrientes.
- Se establecen cadenas tróficas y redes de competencia que permiten la eliminación de gran cantidad de microorganismos patógenos que se encuentran presentes en las aguas residuales. Por tanto, las lagunas de estabilización se consideran y se pueden proyectar como un método de tratamiento de la materia orgánica y de remoción de los patógenos presentes en el agua residual.

Generalmente, las lagunas artificiales se construyen por excavación del terreno natural y formación de un bordo perimetral, con el fin de aumentar la capacidad de almacenamiento, Figura 3.1. Además, generalmente es necesario recubrir el fondo y los taludes con revestimientos impermeables adecuados para reducir las filtraciones. Algunas veces, cuando el material excavado es adecuado, es utilizado en la construcción del bordo; otras veces es necesario el acarreo de material desde algún banco de material cercano, lo que incrementa los costos. También es común sobre-excavar con el propósito de mejorar las características del suelo de desplante, colocando material adecuado y bien compactado (Auvinet & Esquivel, 1986).

La forma en planta de la laguna puede ser cualquiera; lo común es que para facilitar la construcción, sean cuadradas o rectangulares. Normalmente se construyen varias lagunas en serie, siendo tres el número más frecuente. Por otro lado, las lagunas cuentan generalmente con obras auxiliares diversas, como obras de descarga de la alimentación, cárcamos de bombeo y obras de vaciado o válvulas para sedimentos (Auvinet & Esquivel, 1986).

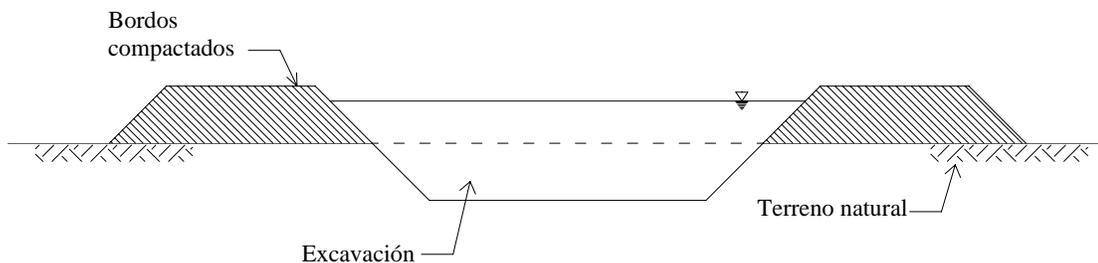


Figura 2.1. Sección transversal típica de una laguna construida por excavación y formación de bordos (Auvinet & Esquivel, 1986)

2.1.1. Impacto ambiental de las lagunas de estabilización

En la naturaleza, los sistemas ambientales no son estáticos, sino que están en continuo cambio; estas modificaciones algunas veces son muy perceptibles y otras no. Por otro lado, toda obra ingenieril ocasiona alteraciones en el medio ambiente al variar esfuerzos, topografía y condiciones hidrológicas, por mencionar algunos ejemplos. Estos cambios pueden ser benéficos o no, por lo que es necesario predecirlos y estudiarlos para conocer el efecto o impacto que tendrán (Murillo, 1991).

Una “Evaluación de Impacto Ambiental” (EIA) se define como un proceso que consiste en identificar, predecir y describir los pros y contras de una obra respecto a los recursos naturales y la sociedad. Durante esta evaluación, se trata de determinar los efectos sociales, de salud y ambientales posibles, de tal manera que puedan ser tratados y reducidos aquellos que son indeseables. En los resultados de este estudio, se establecen tanto los beneficios como los impactos adversos considerados relevantes para el proyecto. La EIA puede aumentar la eficiencia del proceso de toma de decisiones, pero para ser efectiva, necesita implantarse desde las etapas de planeación y diseño de la obra (Márquez, 1996).

Las lagunas de estabilización se pueden considerar un ecosistema hecho por el hombre, donde los procesos físicos, químicos y biológicos son similares a los que suceden en los cuerpos de agua naturales. Pero igualmente se debe tomar en cuenta que la introducción de un ecosistema como lo es una laguna, provocará un cierto “desequilibrio” en el ecosistema original. Se formarán nuevos hábitats para organismos acuáticos como insectos, anfibios y aves, pero desaparecerán otros hábitats terrestres, por lo que es importante realizar un estudio de impacto ambiental (Murillo, 1991).

Otros de los posibles impactos ambientales que se presentan tras la construcción de una laguna de estabilización, son los siguientes (Veltrop, 1998):

1. Olores desagradables y contaminación del aire.
2. Contaminación del subsuelo, acuíferos u otras fuentes de agua que pueden ser utilizadas por el hombre.
3. Criadero de mosquitos y transmisión de enfermedades
4. Contaminación de los cuerpos de agua como ríos, lagos u océanos.
5. Afectación de la flora y fauna del lugar.
6. Devaluación del valor de las propiedades aledañas.
7. Afectación de áreas recreativas, reservas naturales, bosques, parques, entre otras.
8. Impacto ambiental por los movimientos de tierra y la construcción de caminos necesarios.

2.2. Clasificación de lagunas de estabilización

La forma más adecuada de clasificar a las lagunas es en función de la reacción biológica dominante. La estabilización de la materia orgánica se realiza ya sea mediante microorganismos que la metabolizan en presencia de oxígeno (aerobios), o bien, por microorganismos fermentativos que lo hacen en ausencia de oxígeno (anaerobios). En este sentido se distinguen los siguientes cuatro tipos de lagunas (Mara, 1997):

- a. *Lagunas Aerobias*. Son también llamadas fotosintéticas y generalmente presentan profundidades reducidas (0.30 m), tienen la característica de estar diseñadas para una máxima producción de algas. En estas lagunas la estabilización de la materia orgánica soluble y la conversión de los nutrientes se realiza en presencia de oxígeno disuelto, el cual se suministra en forma natural o artificial.

- b. *Lagunas Anaerobias*. Son estanques de mayor profundidad (2.0-5.0 m) y reciben cargas orgánicas muy elevadas de modo que la actividad fotosintética de las algas es suprimida, encontrándose ausencia de oxígeno en todos sus niveles. En estas condiciones, las bacterias anaerobias actuarán como un digestor anaeróbico abierto sin mezcla y, debido a las altas cargas orgánicas que soportan, el efluente contiene un alto porcentaje de materia orgánica y requiere de otro proceso de tratamiento. Es común pensar que este tipo de lagunas producen olores que las hace poco inadecuadas, pero en realidad, si están bien diseñadas y no son sobrecargadas, esto no será un problema.
- c. *Lagunas Facultativas*. Tienen por lo general profundidades intermedias (1.0-2.0 m) y su contenido de oxígeno varía de acuerdo con la profundidad y hora del día. La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo tanto en condiciones aerobias como anaerobias. Las primeras se mantienen en el estrato superior de la laguna, mientras que en el inferior, se realiza la degradación anaerobia en ausencia de oxígeno. En algunos casos pueden haber aeración artificial en parte de ellas. Algunos autores utilizan el término de lagunas de oxidación para indicar lagunas del tipo facultativo.
- d. *Lagunas de maduración*. También llamadas de pulimento, son estanques utilizados como procesos de tratamiento terciario, diseñados con el propósito exclusivo de reducir los gérmenes patógenos sin necesidad de adicionar agentes químicos desinfectantes, también se utiliza para nitrificar efluentes. Este término se aplica a lagunas aerobias ubicadas como último paso de los sistemas lagunares en serie o a las unidades que mejoran el efluente de otros sistemas de tratamiento biológico. Tienen profundidades entre 1-1.5 m.

En resumen, en las lagunas anaerobias se lleva a cabo un tratamiento primario, en las lagunas facultativas un tratamiento secundario y en las de maduración uno terciario. Las lagunas anaerobias y facultativas se utilizan para la remoción de materia orgánica y parásitos como los que producen el colera u otras enfermedades intestinales. Las lagunas de maduración remueven virus fecales, bacterias fecales y nutrientes, como rota virus, salmonella, nitrógeno y fósforo (Peña & Mara, 2004).

Un sistema de lagunas de estabilización está conformado por una o más series de lagunas anaerobias, facultativas, y dependiendo de la calidad final que se quiera para el agua, se pueden utilizar además lagunas de maduración. Cuando el agua obtenida del tratamiento se utilizará para riego restringido (producto no consumido por el hombre de manera directa) se construyen sólo lagunas anaerobias y facultativas. Por otro lado, cuando el agua se utiliza para riego no restringido (alimentos de consume directo por el hombre, incluso sin hervir) es necesario colocar lagunas de maduración también (Mara, 1997).

2.3. Panorama actual de las lagunas de estabilización en México

En México, el tratamiento de aguas residuales municipales aún se encuentra rezagado con respecto a los servicios prestados por agua potable y alcantarillado. De acuerdo a la Comisión Nacional del Agua (CNA, 2003), uno de los métodos de tratamiento de aguas residuales más

utilizado son los sistemas de lagunas de estabilización en alguna de sus modalidades. Sin embargo, sólo el 80% de estas plantas están en operación (Mantilla *et al*, 2002).

La capacidad instalada para el tratamiento de las aguas residuales, de acuerdo con el Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de la Comisión Nacional del Agua (CNA, 2003), indica que se cuenta con 1,360 plantas construidas, de las cuales 1,182 se encuentran en operación. Dichas plantas tienen una capacidad instalada de 84.33 m³/s y un gasto tratado de 60.24 m³/s.

Los sistemas lagunares representan uno de los sistemas de tratamiento más utilizados en México, puesto que ofrecen muchas ventajas cuando hay disponibilidad de terreno y su costo no es excesivo (Escalante *et al*, 1998); entre las ventajas más representativas encontramos:

- Es un proceso sencillo que no requiere de personal muy capacitado para su operación y mantenimiento.
- Presenta los menores costos de operación y mantenimiento que otros sistemas de tratamiento secundario.
- Requiere de poca energía eléctrica.
- Es posible obtener altas eficiencias de remoción de patógenos (bacteria y protozoarios que causan enfermedades en humanos) y helmintos (gusanos que se desarrollan en los intestinos).
- Es posible manejar variaciones en cargas hidráulicas y orgánicas debido a su capacidad amortiguadora.
- Elevada estabilización de la materia orgánica.
- No es necesario adicionar cloro al efluente para su desinfección.
- Presenta pocos problemas en el manejo y disposición de lodos.

Este proceso también presenta algunas desventajas, además del impacto ambiental antes señalado (Escalante *et al*, 1998):

- Requiere de grandes extensiones de terreno el cual normalmente se impermeabiliza, lo que aumenta los costos
- Los costos de construcción pueden ser elevados
- Puede entregar un efluente con gran cantidad de sólidos suspendidos.
- Requiere de una ubicación alejada de la población.

Aunque en México el sistema de tratamiento de aguas residuales más empleado son las lagunas de estabilización, se han reportado varias fallas debido a su mala construcción y a problemas geotécnicos, que posteriormente causan infiltraciones y transporte de contaminantes a otras zonas o al agua subterránea.

Las fallas geotécnicas más frecuentemente observadas en algunas lagunas del país que podrían minimizarse con un buen diseño de dichas lagunas, son las siguientes (Flores *et al*, 2002):

- *Filtraciones a través del fondo de la laguna*, causadas por un mal diseño del revestimiento o una falta de supervisión en su construcción. Cuando el revestimiento está hecho de arcilla, la falla puede presentarse como colapso, mala compactación o

compactación mínima alrededor de las tuberías. Cuando el revestimiento está hecho de geosintéticos, la falla puede ocurrir por desgarre o perforaciones en la geomembrana. Algunas veces puede haber una falla geológica y toda el agua residual se escapa.

- *Filtraciones en los alrededores del terraplén*, ocurren cuando hay más de una de las siguientes causas:
 1. La compactación del suelo es inadecuada,
 2. El material del suelo es muy arenoso y por lo tanto muy permeable,
 3. Capas de arena existentes en la cimentación o en el terraplén, pueden provocar tubificación o fuertes filtraciones.
- *Sobrellenado en la laguna*, el agua fluye sobre el terraplén, erosionando el lado seco de dicho terraplén y puede producir agrietamientos en el mismo; si el material de construcción del terraplén es de tipo arenoso, la erosión será más rápida.
- *Fallas de estabilidad del terraplén*; este tipo de falla puede presentarse por una de las siguientes causas:
 1. Erosión en la parte saturada,
 2. Reducción de la resistencia cortante del material del terraplén,
 3. Lluvia intensa,
 4. Vaciado rápido,
 5. Mínima compactación del terraplén.
- *Asentamientos en el terraplén*, ocurren junto con la consolidación de las capas de suelo de la cimentación.
- *Expansión del fondo de la laguna*, se presentan junto con la liberación de presión durante la etapa de excavación, debido a la existencia de suelos expansivos.
- *Grietas longitudinales y transversales* a lo largo del terraplén junto con asentamientos diferenciales o expansiones, son indicación de fallas de estabilidad de los taludes; algunas veces estas grietas pueden producirse por sismos.
- *Socavación y erosión en los terraplenes* causados por la acción de las olas, lluvia, fuerzas por filtración, etc. Los efectos de la socavación y erosión son especialmente importantes en la zona saturada del terraplén, donde algunas medidas de protección como el enrocamiento con bloques, puede prevenir desde el principio estos efectos. Un fenómeno de erosión particular es la tubificación, a través del cual las fuerzas del agua, bajo altos gradientes hidráulicos, remueve las partículas del suelo, llevando con ellos filtración de agua y produciendo conductos que pueden llegar a ser más grandes que la cantidad de agua que fluye a través de ellos. Los agujeros producidos por roedores o raíces pueden comenzar la tubificación.
- *La licuación del suelo* que puede ocurrir en suelos granulares saturados cuando están sujetos a vibraciones, como las producidas por sismos. Cuando esto ocurre, la fuerza cortante se reduce de repente y el terraplén puede experimentar un colapso completo al reducirse significativamente su resistencia al esfuerzo cortante.

Como puede observarse, es necesario llevar a cabo varios estudios de mecánica de suelos en campo, junto con algunas pruebas de laboratorio con muestras representativas para conocer las propiedades y características mecánicas de los suelos empleados en la construcción y cimentación de los bordos o terraplenes. La propiedad de los suelos más importante, en este caso, es la permeabilidad. También es necesario realizar adecuadamente observaciones geotécnicas durante las etapas de construcción, operación y mantenimiento de otra obra.

CAPITULO 3

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

3.1. Estudios preliminares del proyecto

Nos podemos preguntar como es posible que muchas lagunas de estabilización que fueron diseñadas adecuadamente desde un punto de vista sanitario, actualmente trabajan deficientemente o están fuera de servicio. La respuesta a ésto es sencilla, los ingenieros se preocupan más en el diseño sanitario que por el diseño físico y construcción de estas lagunas. Además, se cree que este tipo de sistemas no requiere mantenimiento, así que se abandonan creyendo que seguirán en funcionamiento normal.

Como geotecnistas, sabemos que toda estructura está cimentada sobre el suelo y que por tanto es necesario explorarlo y conocer sus características y propiedades para poder llevar a cabo el diseño de la cimentación y de los procesos constructivos. Las lagunas de estabilización no están exentas de esto, pues son directamente afectadas por el comportamiento del suelo de cimentación y las estructuras térreas que la conforman.

Los estudios preliminares se pueden definir como la recopilación de datos, exploración y muestreo del sitio donde se pretende construir las instalaciones de una laguna de estabilización o cualquier otra estructura. Dentro de estos estudios preliminares se incluyen datos hidrológicos, geológicos, geotécnicos y topográficos (Marsal & Reséndiz, 1975) En este caso se pondrá énfasis en los estudios geotécnicos, donde las exploraciones nos servirán para la selección del sitio, en base a sus características, así como para conocer los parámetros para realizar un correcto diseño físico. Por lo que se puede decir que los estudios preliminares están divididos en dos etapas: selección del sitio y en exploración, muestreo y clasificación del suelo.

3.1.1. Selección del sitio

La ubicación apropiada de un sistema lagunar de éste tipo es una etapa compleja donde deben considerarse muchos aspectos como (Iliev, 2000):

- Ubicación respecto al drenaje existente y futuro
- Disponibilidad y costo del terreno

- Distancia hasta los linderos de urbanización (se recomienda 500 m a la comunidad más cercana y 2 km a los aeropuertos)
- Capacidad de almacenamiento requerida
- Estudios de impacto ambiental
- Información geotécnica preliminar
- Estudios geológicos y geofísicos
- Estudios hidrológicos, topográficos y geotécnicos del terreno

Antes de tomar la decisión de elegir algún terreno posible, primero debe caracterizarse y clasificarse el suelo de cada uno de los terrenos propuestos, con la finalidad de estimar su compresibilidad, permeabilidad y capacidad de carga, así como determinar si los materiales existentes en el lugar son adecuados o si se requiere realizar movimientos de tierras o algún mejoramiento (Marsal & Reséndiz, 1975).

Desde el aspecto ingenieril, lo que nos interesa mayormente son las características físicas y geotécnicas del terreno. Idealmente, las características físicas deben ser tales que se minimicen los movimientos de tierra, por lo que el terreno deberá ser llano o de pendiente muy suave. En caso de pendientes más pronunciadas, las lagunas deben colocarse de tal manera que su lado largo quede paralelo a las curvas de nivel. En ningún caso se recomienda que el fondo de las lagunas quede en terraplén o talud, debido a los posibles asentamientos del mismo como resultado de las infiltraciones no estimadas o fallas del talud, Figura 3.1. Cuando la pendiente es muy grande, conviene diseñar lagunas más pequeñas que funcionen en paralelo con distintos niveles de agua (Murillo, 1991).

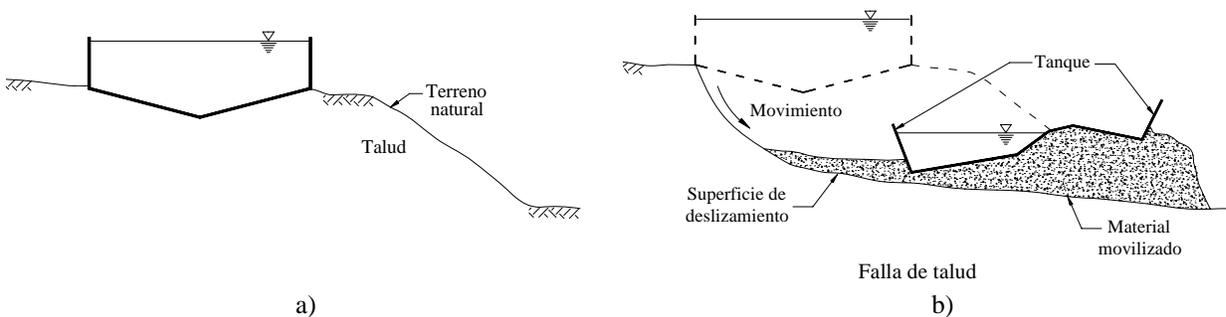


Figura 3.1. Efectos dañinos que se pueden presentar en la cimentación de una laguna al desplantarse sobre un talud (Murillo, 1991)

Cuando el suelo del sitio es adecuado para la construcción de los terraplenes, el diseño de los trabajos de movimiento de tierra deben hacerse de tal manera que el volumen de las excavaciones sea igual o cercano al volumen compactado de los terraplenes, evitando el acarreo innecesario de suelo. Desde el punto de vista geotécnico, se pretende encontrar sitios con suelos no problemáticos y con permeabilidades *in situ* menores a 1×10^{-7} cm/s, puesto que el costo de las lagunas se incrementa conforme aumenta la permeabilidad del lugar. Hay que aclarar que esta permeabilidad es difícil encontrarla en campo, pero al menos se debe buscar que no existan adversidades que pudieran aumentar significativamente el costo de construcción. Si las condiciones existentes del sitio no son óptimas, se opta por la impermeabilización de la laguna, lo cual es un proceso que se explica con más detalle más adelante, sección 3.3, o bien, cuando el suelo es problemático, Anexo B, se opta por algún proceso de mejoramiento.

Este sería el proceso ideal para la ubicación de estructuras como una laguna de estabilización. Desafortunadamente, la mayoría del tiempo se designa un sitio sin investigar otros más factibles. En estos casos, el ingeniero geotecnista debe centrarse en realizar las exploraciones del suelo, para conocer sus características y los posibles problemas que se pueden tener, para así darles solución adecuada.

3.1.2. Exploración, muestreo y clasificación del suelo.

Como se mencionó, la selección del sitio puede ser predeterminada o mediante el estudio de varios lugares posibles. Independientemente de esto, una vez definido el diseño sanitario y la localización de una laguna, se debe realizar la exploración y muestreo del sitio, donde se incluyan inspecciones preliminares (las cuales se pudieron haber hecho durante la selección del sitio), pruebas de campo, clasificación visual y manual, así como pruebas de laboratorio (Tamez, 2001).

Como primera acción, se hace una recopilación de información geológica y geotécnica del sitio en estudio. Posteriormente, el ingeniero realiza una inspección del lugar y planea un programa de trabajo para una exploración preliminar. Durante esta etapa preliminar, el objetivo es obtener la información que permita determinar las características geotécnicas de las rocas o los suelos que constituyen el sitio explorado; tales características son (Tamez, 2001):

- Origen y clasificación geológica de suelos y rocas
- Secuencia de los estratos o capas de suelo o roca (estratigrafía)
- Clasificación geotécnica de los materiales de cada estrato
- Estructura y consistencia natural de los materiales de cada estrato
- Posición del nivel freático

Para lograr estos objetivos, se hacen exploraciones y muestreos en el sitio, obteniendo muestras alteradas e inalteradas, las cuales se llevan a laboratorio. La información obtenida durante el estudio en esta etapa, forma la base para plantear alternativas preliminares de diseño y construcción de una obra. Posteriormente, se encuentra la etapa de muestreo final, donde se define la información de campo y laboratorio adicional, necesaria para determinar las propiedades mecánicas de cada estrato, lo que se utilizará en el diseño óptimo definitivo. De ser necesario, en esta etapa se incluyen pruebas de campo y obtención de muestras adicionales (Tamez, 2001).

Dentro de las exploraciones se incluyen pruebas *in situ* que se realizan para determinar propiedades mecánicas de los suelos; aquí se encuentran pruebas de permeabilidad, resistencia al corte (a través del cono eléctrico o la veleta), así como pruebas geofísicas de velocidad de propagación de onda; estas últimas aplicadas principalmente cuando se trate de zonas sísmicas (Tamez, 2001).

Además de las pruebas de campo, se extraen muestras alteradas e inalteradas. Estas muestras se clasifican manual y visualmente de acuerdo a los procedimientos establecidos por el ASTM D2488. También se clasifican en laboratorio usando el procedimiento del SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) que se encuentra en la norma ASTM D2487.

En Flores *et al.* (2001) se puede encontrar información sobre las pruebas de laboratorio y campo que se llevan a cabo para el diseño y construcción de lagunas.

En laboratorio, las pruebas que se realizan tanto a las muestras alteradas como inalteradas, se pueden clasificar en tres tipos (Flores *et al.*, 2001):

1. *Pruebas índice.* Correspondientes a la determinación del contenido natural de agua, límites de Atterberg (límite líquido, plástico y de contracción), gravedad específica (Ss), pruebas granulométricas y de hidrómetro. Mediante los resultados de estas pruebas índice, junto con la descripción de las muestras de suelo hechas en el campo, se puede hacer la clasificación SUCS, ASTM D2487. Otras normas útiles para las pruebas índice son: D4318, E11, E100, D427, D422, D1140, D4643, D2216.
2. *Pruebas mecánicas.* Son aquellas en las cuales se determinan directamente las propiedades que nos interesan de los suelos, tales como la permeabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante, la compresibilidad y la energía de compactación requerida en la construcción de terraplenes y rellenos. A este tipo de pruebas corresponden las triaxiales en sus diferentes modalidades (consolidada no drenada, consolidada-drenada, con deformación controlada, etc.), la prueba corte directo, consolidación, etc. Los resultados de estas pruebas son utilizados directamente en los análisis y diseños de las estructuras térreas, cimentaciones y procedimientos constructivos. Algunas de las normas relacionadas con las pruebas mecánicas son: ASTM D2850, D4767, D4186, D2435, D2434, D1557, D5083.
3. *Pruebas especiales.* Son aquellas que no son convencionales, pero que requieren ser llevadas a cabo para conocer algunas características particulares de los suelos que se estudian. En este caso nos referimos a pruebas de contenido de materia orgánica, prueba de dispersividad y desde luego las pruebas dinámicas, utilizadas para conocer el comportamiento de los suelos sujetos a vibraciones por sismos o maquinaria. También se pueden mencionar las pruebas de compatibilidad, a través de las cuales se analiza el cambio de las propiedades índice y mecánicas por los efectos fisicoquímicos que tienen las aguas residuales al entrar en contacto con el suelo. Algunas normas relacionadas con el tema son: ASTM D2974, D4829, D4647, D5333, D5890.

En las referencias de CNA (1990) y Bardet (1997) es posible encontrar buena información sobre los procedimientos de las pruebas de laboratorio; en el Anexo A se explican las pruebas de permeabilidad existentes para laboratorio y campo. Además, en Tamez (2001), Terzaghi *et al.* (1996) y Flores *et al.* (2001) se explican los procedimientos convencionales para la exploración y muestreo del suelo.

El número, tipo y profundidad de las perforaciones y muestras, dependen de las características de la obra, de las condiciones geológicas que se observen durante la inspección inicial y recopilación de datos, del origen de los suelos, así como de la profundidad y variación del nivel freático. Generalmente se recomiendan al menos cuatro muestras inalteradas de suelo por hectárea (Mara, 1997). Las muestras deben ser representativas del perfil del suelo donde se pretende construir una laguna y a una profundidad de al menos un metro por debajo del nivel de fondo de la misma.

Algunos de los posibles problemas que se deben prever durante el estudio geotécnico y diseño, son el vaciado o llenado rápido, las fuerzas de flujo del agua a corto y mediano plazo, los suelos problemáticos que se encuentren en el lugar y las alternativas de impermeabilización del fondo de las lagunas.

También es importante localizar y evaluar, en volumen y calidad, los posibles bancos de material con los que se construirán los terraplenes y se impermeabilizará el fondo de las lagunas. En el caso de requerirse filtros, será necesario identificar y cuantificar los bancos para extraer los materiales que cumplan con los requerimientos correspondientes. Todo esto, dentro del proceso de exploración y muestreo (Marsal & Reséndiz, 1975).

3.2. Diseño geotécnico de lagunas

El diseño de una laguna de estabilización consta del diseño de operación (sanitario) y del diseño físico. Dentro del diseño de operación se determina que tipos de lagunas se utilizarán, basándose en la calidad final del agua que se requiera, en los factores ambientales como la temperatura y evaporación, en requerimientos para la calidad del agua que entra en la laguna y el flujo que se tendrá, entre otros. Mientras que el diseño físico se encarga de dimensionar las lagunas, definir las obras complementarias que se requerirán, diseñar los bordos y tipo de material que se utilizará, también se tienen aquí los estudios geotécnicos y la especificación de los procesos constructivos (Mara, 1997).

Una vez realizadas las investigaciones del sitio y los estudios geotécnicos, se realiza el diseño físico, donde se hacen algunas consideraciones para evitar o al menos minimizar los efectos dañinos que pueden ocasionar diversos agentes ambientales (Flores & Silva, 2005):

1. *Excavaciones.* Se debe recordar que el suelo natural generalmente no es adecuado para la cimentación de la laguna, pues pueden ser suelos orgánicos, arcillosos de alta plasticidad o pueden estar fisurados, por lo que se recomienda remover ese suelo superficial. Por otro lado, se debe tener cuidado en la cantidad de suelo que se elimina. La profundidad de la excavación depende de varios factores como las condiciones geológicas del sitio, potencial de expansión y espesores necesarios para atenuar adecuadamente el efecto de los contaminantes.
2. *Barreras impermeables.* Las lagunas retienen agua contaminada por periodos muy largos de tiempo, por tal razón, se debe diseñar correctamente los sistemas de impermeabilización para evitar filtraciones excesivas. Estas barreras no solo impedirán que los líquidos se infiltren, sino que también ayudan a evitar la migración de químicos por difusión. Las barreras impermeables de arcilla y geomembranas son los más utilizados, sección 3.3.
3. *Revestimientos.* El lado húmedo de los bordos se debe proteger de la acción del viento y de las olas colocando enrocamiento o losas de concreto, sección 3.2.3. Esta protección se debe extender al menos un metro por debajo del nivel mínimo esperado del agua. Además, el reforzar el dado seco del bordo, con césped por ejemplo, ayuda a evitar la erosión.
4. *Bordo libre.* Se debe prever el sobrellenado de las lagunas, pues esto dañaría la seguridad de la estructura; además de que existiría la posibilidad de contaminación del suelo más allá de los límites de la laguna, lo que requeriría de grandes gastos para su

reparación. El bordo libre se calcula tomando en cuenta los niveles máximos y mínimos del agua, los efectos del viento, así como los asentamientos a largo y corto plazo, sección 3.2.3.

5. *Compactación.* Los procedimientos de compactación se deben diseñar para los materiales que se utilicen en la construcción de los bordos. Generalmente es aceptable para los bordos el criterio de compactación donde el máximo peso volumétrico y el contenido de agua óptimo definen la energía de compactación requerida. Además se debe evitar utilizar suelos altamente expansivos o darles algún tratamiento. Por otro lado, en los revestimientos con suelo compactado se debe tener un muy estricto control de calidad para asegurar la obtención de bajos valores de permeabilidad, sección 3.3.3.
6. *Medidas contra sismos.* Si se construye una laguna en una zona sísmica, se deben tomar medidas adicionales. Por ejemplo, taludes menos pronunciados, proteger la corona de la erosión que puede causar los desbordamientos durante el sismo, hacer más grandes los bordos para evitar o reducir las posibles grietas que se generen durante el sismo, etc. Estas medidas son considerando que se tienen bordos homogéneos. La construcción de filtros y sistemas de drenaje son de cierta forma efectivos en la reducción del daño de los sismos.

A continuación se discuten brevemente algunos de los aspectos referentes al diseño físico. Información sobre el diseño sanitario puede encontrarse en Mara (1997).

3.2.1. Geometría de las lagunas y obras complementarias

No existe una forma predeterminada para una laguna de estabilización. La forma más común que se ha utilizado hasta el momento ha sido la rectangular, habiendo una gran variación en las dimensiones, dependiendo de su uso y de los volúmenes esperados de aguas residuales. Algunas veces no es estrictamente rectangular, sino un poco curva, ya sea por estética o por facilidad constructiva. Las dimensiones en planta dependen de la cantidad de agua que se pretende tratar, del tipo de laguna que sea, entre otros, (Mara, 1997).

A continuación se muestran algunas fotografías aéreas de lagunas de estabilización.



Figura 3.2. Sistema de laguna de estabilización, consistente en una laguna anaerobia y una facultativa (Peña & Mara, 2004)



Figura 3.3. Sistema de laguna de estabilización, compuesta por lagunas anaerobias, facultativas y de maduración (Peña & Mara, 2004)

Por otro lado tenemos varios tipos de obras complementarias, entre las más importantes destacan las estructuras de descarga de la alimentación, cárcamos de bombeo y obras de vaciado. Las estructuras de descarga, tienen como propósito alimentar la laguna con las aguas a tratar (Auvinet & Esquivel, 1986). Estas obras tienen que ser diseñadas de tal manera que se impida la erosión de los bordos o del fondo de la laguna bajo el efecto del chorro de descarga. Su estructura puede ser tan sencilla como una protección local de enrocamiento o concreto, Figuras 3.4, y tan compleja como un cárcamo con vertedor que permita mantener constante el nivel de descarga y con ello haga posible que las bombas trabajen en condiciones constantes de carga hidráulica, Figura 3.5, (Mara, 1997).

Los cárcamos de bombeo sirven para recuperar el líquido almacenado en la laguna. La protección que requieren es principalmente contra las plantas y desechos que pudieran dañarla, por lo que comúnmente se le colocan rejillas. Se recomienda además que estas tuberías no pasen a través del bordo pues se han presentado fallas producidas por las filtraciones y erosiones que eso puede provocar (Auvinet & Esquivel, 1986).

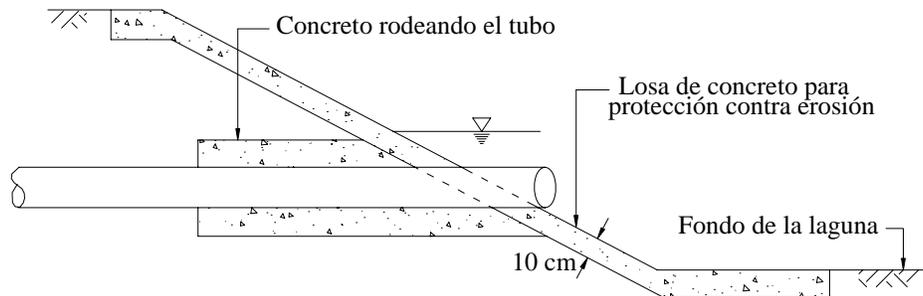


Figura 3.4. Obra de descarga con una protección de concreto contra la erosión (Mara, 1997)

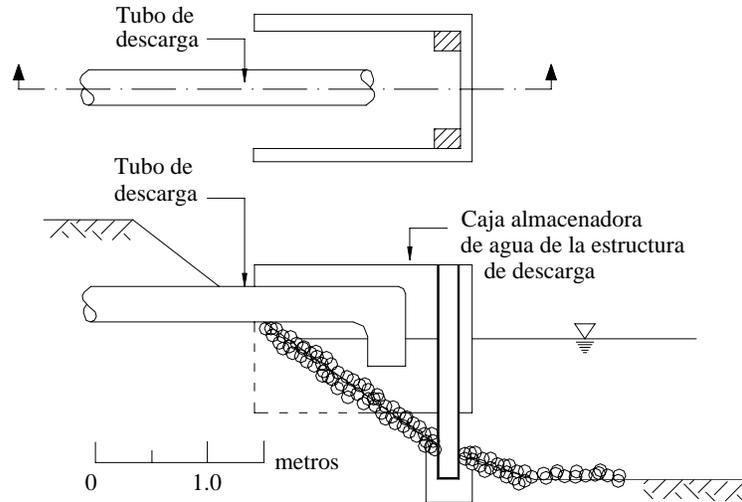


Figura 3.5. Obra de descarga con un cárcamo con vertedor y una protección contra erosión hecha de enrocamiento (Mara, 1997)

Por último, se tienen las obras de vaciado, que son útiles cuando es necesario purgar la laguna para su mantenimiento o en situaciones de falla incipiente u otro tipo de emergencia, evitando así afectar al medio ambiente (Auvinet & Esquivel, 1986).

El diseño de todas estas obras complementarias se recomienda que sea simple y económico, pues es común encontrar estructuras de este tipo muy complicadas, lo cual varias veces es innecesario (Mara, 1997).

3.2.2. Análisis de flujo de agua

Para cuantificar la cantidad de agua que puede infiltrarse a través del fondo o de los bordos de una laguna, es necesario realizar un análisis de flujo de agua en suelos. Este estudio también nos ayuda a conocer la presión de poro del agua y las fuerzas de flujo que deben ser consideradas en el análisis de estabilidad de taludes de los bordos y excavaciones. Una vez determinados los coeficientes de permeabilidad del suelo de cimentación y de los bordos, se puede aplicar el método gráfico de redes de flujo descrito por Casagrande (1940).

La base del análisis de flujo de agua en suelos es la ecuación de Laplace, quien se basó en la ley de Darcy para desarrollar su ecuación. Darcy demostró la existencia de una relación lineal entre el gradiente hidráulico y la velocidad de descarga del flujo a través de un medio poroso, expresándolo como sigue (Lambe & Whitman, 2001):

$$Q = v \cdot A \quad (3.1)$$

$$v = k \cdot \frac{dh}{dx} = k \cdot \frac{h_1 - h_2}{L} \cdot A = k \cdot i \quad (3.2)$$

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} \quad (3.3)$$

donde,

Q , gasto (descarga)

A , área total interior de la sección transversal del recipiente que contiene la muestra

v , velocidad de flujo

dh/dx , gradiente hidráulico en la dirección x -, se puede escribir como i

k , coeficiente de permeabilidad de Darcy

h_1 , altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante

h_2 , altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la salida de la capa filtrante

L , longitud de la muestra

i , gradiente hidráulico

En la siguiente figura se muestra un esquema donde se indican cada una de las variables anteriores.

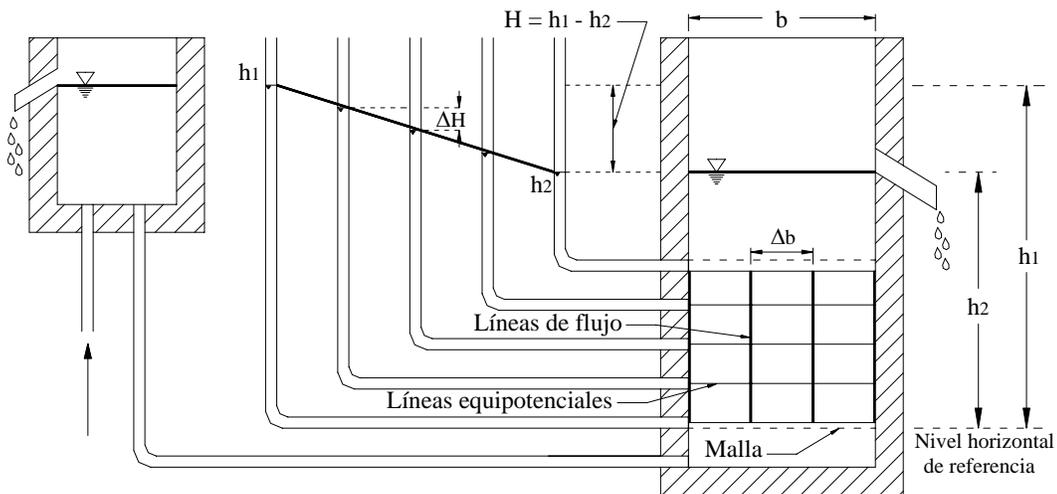


Figura 3.6. Esquema de flujo unidimensional para explicación de la ley de Darcy (Díaz, 2004)

Por otro lado, la ecuación de Laplace se basa en las siguientes hipótesis (Díaz, 2004):

1. Es válida la ley de Darcy.
2. Todos los poros del suelo presentan continuidad.
3. Las trayectorias físicas del agua siguen curvas continuas y suaves, líneas de flujo.
4. El suelo es homogéneo e isótropo.
5. El suelo está 100% saturado, por lo que se tiene flujo establecido.
6. El esqueleto formado por los granos sólidos y el agua son incompresibles.
7. Durante el flujo no ocurre cambio de volumen.
8. El gasto que entra en un elemento de suelo totalmente saturado es el mismo que sale.

Basada en estas hipótesis, la ecuación de Laplace se puede representar de la siguiente manera (Díaz, 2004):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (3.4)$$

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) h = 0 \quad (3.5)$$

$$\nabla^2 h = 0 \quad (3.6)$$

La solución general de esta ecuación esta constituida por dos familias de funciones armónicas, que tienen la característica de cortarse a 90°, (Díaz, 2004):

$\phi(x,y)$, “Función potencial”, representa la variación de carga total a través del suelo y se les conoce como “líneas equipotenciales”, Figura 3.6.

$\psi(x,y)$, “Función de corriente”, representa la trayectoria física del agua a través del suelo, por lo que se les denomina “líneas de flujo o de corriente”, Figura 3.6.

Físicamente, estas funciones forman lo que se denomina “red de flujo”, la cual es la representación gráfica de la solución de Laplace. Esta red esta constituida, como ya se mencionó, por dos familias de curvas que se cortan a 90° en la región de flujo: la familia de líneas de corriente o flujo y la familia de líneas equipotenciales. La Figura 3.7a muestra la solución de la red de flujo para un bordo impermeable con una cimentación permeable y la Figura 3.7b, ilustra un ejemplo de un bordo permeable con una cimentación de la misma permeabilidad.

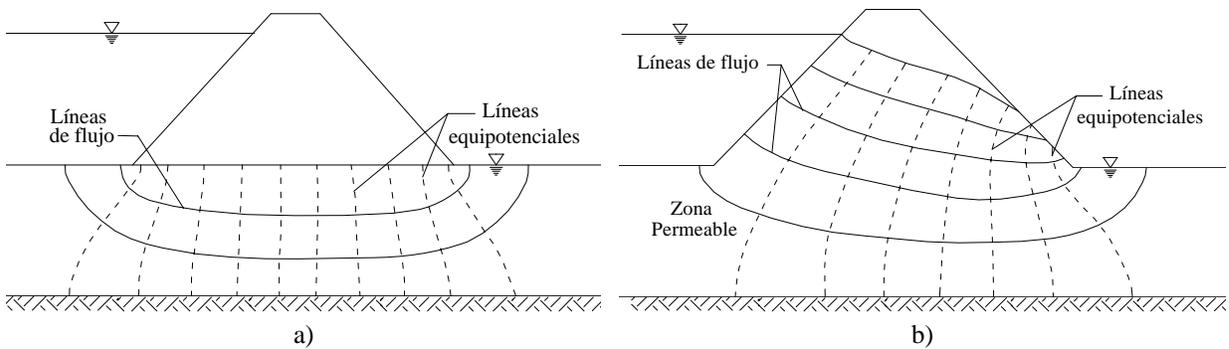


Figura 3.7. Secciones transversales típicas de redes de flujo en un bordo (Flores et al, 2002)

En la practica, el trazo de una red de flujo se comprende de dos pasos básicos (Flores, 1999):

1. Delimitación de la zona de flujo que se desee estudiar analizando sus condiciones de frontera.
2. Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre si, que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución única de la ecuación de Laplace.

En Flores (1999), Cedergren (1989) y Harr (1962) se explican a detalle los métodos para la solución de redes de flujo.

Otro punto importante en el análisis de flujo de agua en una laguna es el “vaciado rápido”; el cual consiste en un descenso repentino del nivel de agua en contacto con el talud de una presa, muro de retención o bordo de laguna de estabilización. Este fenómeno también se produce cuando el nivel de un río desciende después de una crecida o cuando el nivel del mar baja tras una marea tormentosa (Lambe & Whitman, 2001). En el caso de lagunas de estabilización, es importante considerar el efecto del vaciado rápido pues es uno de los factores que determinan la estabilidad de los taludes, especialmente cuando se utilizan materiales blandos en la construcción de los bordos (lo cual no es muy recomendable por otras razones). Esta condición se presenta cuando se requiere dar mantenimiento o en caso de algún peligro de falla de la estructura, pues en ambos casos se vacía la laguna para evitar contaminación del subsuelo ante un posible derrame. Durante este proceso de vaciado se producen elevadas presiones de poro en los taludes, lo que puede provocar su deslizamiento (Auvinet & Esquivel, 1986).

Las consecuencias del vaciado rápido pueden dividirse de manera aproximada en dos fases (Lambe & Whitman, 2001):

1. *Tiempo de consolidación del talud mucho mayor que el tiempo de vaciado.* Se presenta en suelos con baja permeabilidad como arcillas y limos plásticos. En este caso, las presiones de poro inmediatamente después del vaciado quedan iguales que antes del vaciado, sólo que ahora el talud también soporta las presiones de poro provocadas por la variación de presión que antes ejercía el agua sobre el talud. En las Figura 3.8a y 3.8b se muestran estas dos etapas. Para este tipo de suelos la condición representada en la Figura 3.8b es crítica con respecto a la estabilidad del talud.

Con el tiempo se producen ajustes de consolidación, pero las presiones intersticiales aún se mantendrán altas hasta que el agua en exceso sea drenada del talud y se alcance un nuevo equilibrio correspondiente al nivel inferior del agua en contacto con el talud, Figura 3.8c y Figura 3.8d. A las etapas antes descritas, Figura 3.8, se les puede denominar: estado inicial de equilibrio, estado posterior al vaciado pero antes del ajuste de presiones, estado posterior al ajuste de presiones y el estado de equilibrio final, respectivamente.

Para el análisis de estabilidad se utilizan pruebas CU y CD, Tabla 3.1, de la sección 3.2.3. En el caso de la prueba CU es necesario determinar la resistencia al corte teniendo en cuenta los esfuerzos bajo los cuales se consolidó el suelo inmediatamente antes del vaciado. En el caso de la prueba CD es necesario calcular la variación de presiones de poro producidas por la variación de la carga de agua sobre el talud.

2. *Tiempo de consolidación menor que el tiempo de vaciado.* Esto se presenta principalmente en suelos gruesos como gravas y arenas, en este caso no se tiene la etapa de la Figura 3.8b, por lo que la estabilidad del talud puede estudiarse mediante una red de flujo no establecido, Figura 3.8c.

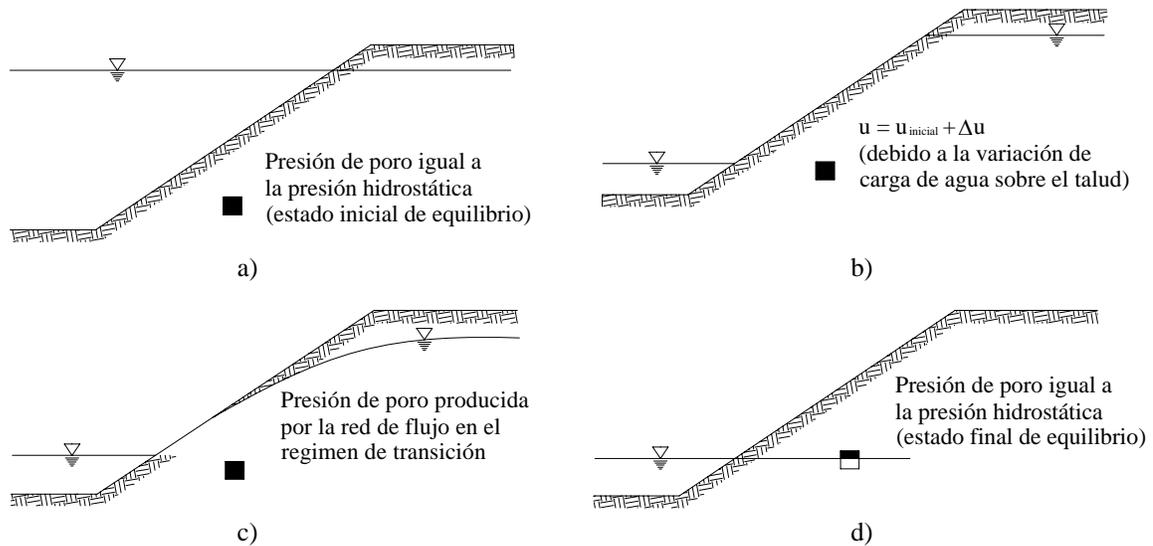


Figura 3.8. Comportamiento de un talud ante el vaciado rápido (Lambe & Whitman, 2001)

3.2.3. Consideraciones para el diseño de los bordos

Como sabemos, las lagunas tendrán como estructura térrea principal los bordos. Para el diseño de estos bordos se debe tener presentes algunas consideraciones especiales como son el material a utilizar, el ancho apropiado de la corona y bordo libre, así como la seguridad de la cimentación, la estabilidad de los taludes y la protección contra oleaje y erosión (Auvinet & Esquivel, 1986).

▪ Tipo de material

El bordo puede construirse con muy diversos materiales térreos, es recomendable utilizar arcilla o suelos impermeables, aunque si la laguna va a ser impermeabilizada con revestimientos continuos se puede utilizar materiales permeables. Para bordos sin revestimiento impermeable los materiales deben ser seleccionados tomando en cuenta su clasificación, y su correspondiente susceptibilidad a diferentes procesos que pueden afectar el comportamiento del bordo, en particular la erosión, agrietamiento y tubificación. En general es conveniente evitar el uso de materiales orgánicos, erosionables o demasiado plásticos (Auvinet & Esquivel, 1986).

Para la clasificación y posterior elección del material más adecuado a utilizar, se usa el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Los bordos pueden ser homogéneos o ser construidos con filtros que ayuden al drenaje y eviten la tubificación; estos filtros pueden ser de diferentes tipos, como se muestra más adelante en la sección 3.2.4.

▪ Ancho de corona

El ancho de la corona no es una dimensión estrictamente definida, sino que debe ajustarse a las necesidades de tránsito necesario para la operación de la laguna. Generalmente se recomiendan más de tres metros, con el propósito de permitir que el equipo de compactación pueda trabajar sin dificultad. Se debe considerar separadamente las zonas sin compactar que suelen tenerse, así como los espesores de la protección contra oleaje. Es importante la buena selección del ancho de la corona, pues de esta manera se evitan accidentes durante la construcción u operación de la laguna (Auvinet & Esquivel, 1986).

▪ Bordo libre

Bordo libre es la distancia vertical entre el nivel de la corona y el nivel máximo normal del líquido que se almacena, Figura 3.9. El llenado de la laguna es por bombeo, y el nivel de agua en las lagunas no se ve muy afectado por las avenidas máximas puesto que éstas sólo aumentan unos centímetros este nivel. Por tanto, para el diseño del bordo libre es suficiente tomar en cuenta los siguientes conceptos (Auvinet & Esquivel, 1986):

- *Sobre-elevación del agua causada por el viento al actuar sobre el área de almacenamiento.* La sobre-elevación depende de la dimensión del área expuesta en dirección del viento hacia el bordo (fetch) y de la profundidad media de la laguna. En el caso de las lagunas artificiales, la definición del fetch se enfrenta a la dificultad de evaluar la protección contra el viento que proporciona el bordo perimetral. Es conveniente ser conservador en este aspecto y, salvo estudios especiales, considerar como fetch la longitud total de la laguna en la dirección del viento.

- *Altura de rodamiento de las olas sobre el talud arriba del nivel de agua de referencia.* Esta altura es del orden de la ola máxima (cresta o valle) para bordos con protección pétreo y con taludes de 2 a 3 horizontal por 1 vertical, pero puede alcanzar el doble para superficies lisas, en particular para revestimientos sintéticos.

- *Margen de seguridad.* En el margen de seguridad debe tomarse en cuenta la profundidad de agrietamiento por secado. Generalmente, un valor del orden de 50 cm es el mínimo margen de seguridad aceptable.

- *Asentamiento de la corona.* El asentamiento de la corona depende del tipo de material de la cimentación y del empleado para la construcción del bordo, así como de la posibilidad de la saturación de los mismos. El cálculo de asentamientos puede hacerse con las técnicas usuales de mecánica de suelos o con métodos empíricos.

El bordo libre, respecto a la altura máxima de operación de la laguna, debe ser igual a la suma de las cuatro magnitudes anteriores. Si el valor obtenido conduce a grandes volúmenes de terracerías, es conveniente evaluar las ventajas económicas que puede presentar emplear un deflector de olas, por lo menos en las zonas más expuestas, y así reducir el bordo libre (Auvinet & Esquivel, 1986).



Figura 3.9. Figura donde se observa el bordo libre (cortesía Ing. F. Pozo, IMTA)

- **Seguridad de la cimentación**

Como lo hemos visto en capítulos anteriores, la cimentación es la parte clave para toda estructura; en Auvinet & Esquivel (1986) se indica que en el caso de lagunas es importante verificar que no exista la posibilidad de falla por deslizamiento en algún estrato poco resistente de la cimentación; conviene tomar en cuenta que el material de cimentación puede ser reblandecido al saturarse. También es necesario revisar la posibilidad de falla por tubificación del suelo de cimentación y cualquier otro problema que se pueda tener al presentarse suelos problemáticos en la cimentación, ver Anexo B.

- **Estabilidad de taludes**

La pendiente de los taludes de los bordos perimetrales de una laguna queda frecuentemente definida por el tipo de cimentación o revestimiento con que se recubren. Es común que se utilicen pendientes de 1:3 en el interior de las lagunas y de 1:2 o 1.5:2 en el exterior (Mara, 1997).

Generalmente no se presentan muchos problemas ante la estabilidad de estos bordos, puesto que son de poca altura. Independientemente de esto, es necesario revisar sus factores de seguridad ante las condiciones más críticas previsibles y en especial la condición de vaciado rápido, sección 3.2.2, la cual se puede presentar en casos de emergencia. Se consideran como condiciones críticas las sobrecargas en bordos, la erosión, cargas sísmicas, remoción del suelo de soporte y escurrimiento, entre otras. Es decir, todo aquel factor que disminuya la resistencia al corte del suelo incluyendo cambios fisicoquímicos e incremento de la presión de poro (Auvinet & Esquivel, 1996).

Para asegurar la estabilidad de un talud es necesario calcular su “Factor de Seguridad”, *FS*, el cual debe ser mayor a la unidad. Este factor se define como la relación entre la resistencia al corte del talud a lo largo de la superficie de deslizamiento y las fuerzas de empuje actuantes a lo largo de la misma superficie. En la Tabla 3.1 se muestran factores de seguridad mínimos recomendados (Lowe, 1998).

TABLA 3.1 FACTORES DE SEGURIDAD DE DISEÑO (LOWE, 1988)

Etapa	Análisis	Tipo de prueba *	F.S. estático	F.S. sísmico
Final de la construcción: talud húmedo y seco.	Esfuerzos totales	UU	1.25	1.00
Condición de flujo continuo, parcialmente lleno. Talud húmedo.	Esfuerzos efectivos	CD	1.50	1.25
Condición de flujo continuo, talud seco	Esfuerzos efectivos	CD	1.50	1.20
Vaciado rápido, talud húmedo.	Esfuerzos totales o efectivos	CD o CU	1.25	1.00

* UU Triaxial no consolidada, no drenada
 CD Triaxial consolidada drenada
 CU Triaxial consolidada, no drenada

La estabilidad de los taludes se calcula con los procedimientos estándar para presas pequeñas de tierra. En referencias como Marsal & Reséndiz (1975), U.S. Department of the Interior (1967), U.S. Army Corps of Engineers (2003), Flores *et al.* (2003) y Lowe (1998), se puede encontrar información sobre el cálculo de estabilidad de taludes.

▪ Protección contra oleaje y erosión

La protección más común en bordos es el uso de enrocamientos, donde la dimensión de las rocas y el espesor de la protección dependen de la pendiente del talud y de la altura de la ola máxima esperada; para el diseño y selección del tamaño de las rocas se pueden aplicar los criterios usuales en la protección de presas (Marsal & Resendiz, 1975; U.S. Department of the Interior, 1967). Generalmente el enrocamiento se coloca sobre un filtro de material granular más fino (arena) que retiene el suelo compactado del bordo y queda a su vez es retenido por el enrocamiento, Figura 3.10. También se pueden usar geotextiles como sustitución del filtro de arena, Figura 3.11.

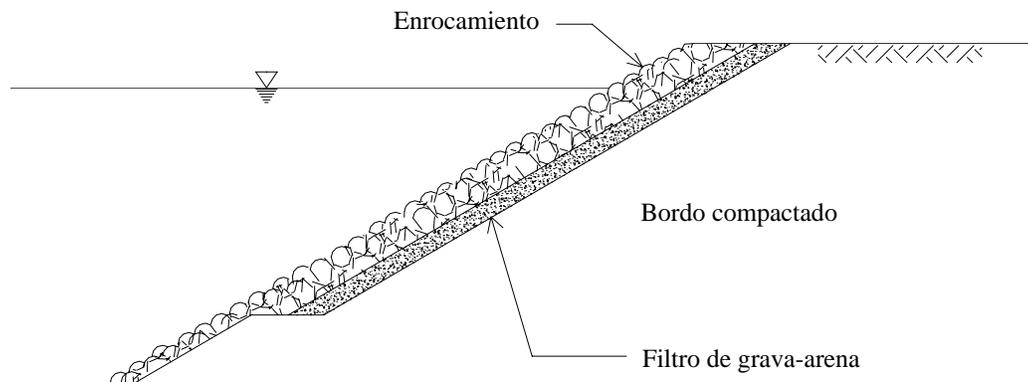


Figura 3.10. Figura de un enrocamiento que sirve como protección contra el oleaje y además tiene un filtro de grava-arena (Auvinet & Esquivel, 1986)

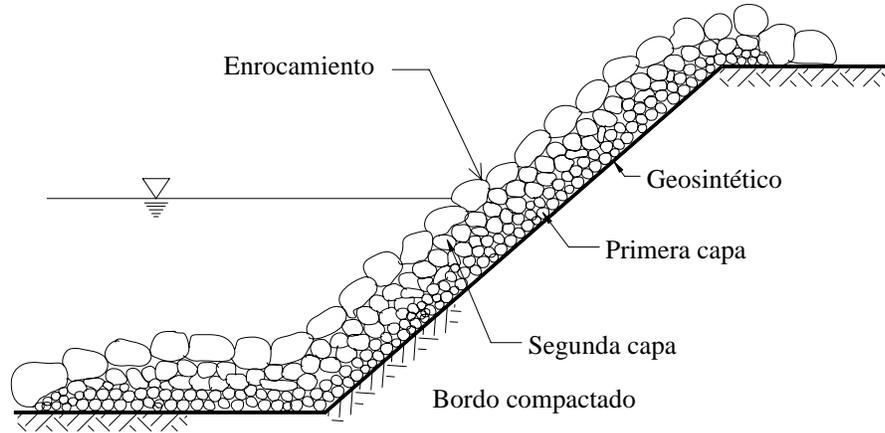


Figura 3.11. Geotextil usado como protector para el oleaje de una laguna (Flores, 1999)

Cuando se encuentran dificultades para conseguir rocas de tamaño suficiente, es posible recurrir a gaviones. También pueden protegerse contra erosión con suelo-cemento, usando generalmente suelos arenosos con 10% a 25% de finos, en espesores no menores de 60 cm perpendicularmente al talud (Auvinet & Esquivel, 1986).

Otra opción, es emplear protecciones a base de concreto hidráulico o asfáltico, semejantes a las usadas en revestimiento de canales, según se puede ver en la siguiente figura (Auvinet & Esquivel, 1986)



Figura 3.12. Protección contra oleaje a base de losa de concreto (cortesía Ing. F. Pozo, IMTA)

En algunas ocasiones se ha utilizado membranas sintéticas impermeables como protección contra erosión y oleaje, pero se ha encontrado que esta protección es sólo parcial, pues el oleaje puede llegar a maltratar mecánicamente estas membranas que son delgadas y contribuir a romperlas; también los agentes ambientales como radiación solar, viento, lluvia, así como los residuos sólidos flotantes, contribuyen al maltrato (Auvinet & Esquivel, 1986). Por todo esto, es recomendable no utilizar este tipo de membranas para proteger los taludes.

3.2.4. Diseño de filtros

Los filtros son estructuras que son parte del diseño de los bordos, pero por ser un tema importante y amplio, se considera aparte. La colocación de filtros dentro del terraplén es una decisión costosa pero algunas veces justificables, en particular en los siguientes casos (Flores, 1999):

1. Si existe peligro de agrietamiento vertical por asentamientos diferenciales debidos a la compresibilidad y heterogeneidad de la cimentación.
2. Si los materiales constitutivos del bordo son erosionables o dispersivos.

En ambos casos, la función del filtro es evitar que el agua infiltrada alcance a salir por el talud seco del bordo y se inicie un proceso de erosión directa o regresiva llamada tubificación.

Para asegurar el buen funcionamiento de un filtro, se deben cumplir las siguientes condiciones (Flores, 1999):

1. *Condición geométrica.* El filtro debe impedir el paso de las partículas del suelo que trata de proteger; debe por tanto existir una relación entre el tamaño de los granos del suelo por proteger y los espacios o poros del filtro.
2. *Condición hidráulica.* El filtro debe ser suficientemente permeable para que no se acumulen presiones de agua y sea resistente contra las fuerzas de flujo de agua; en este caso se puede decir que el filtro debe operar como un buen dren.
3. *Condición de estabilidad.* Las partículas del filtro mismo no deben migrar, con lo cual su estructura debe mantenerse siempre estable. Esta condición se puede cumplir haciendo que el material del filtro sea relativamente uniforme, por ejemplo, con un límite superior del coeficiente de uniformidad $C_u < 10$, pero también con un límite inferior para asegurar que no se moverán o pasarán las partículas más pequeñas a través del filtro, por ejemplo, $C_u > 1.5$.

Existen filtros formados con materiales térreos, cuyo diseño esta basado, fundamentalmente, en la distribución de tamaños de las partículas del filtro y del material base. Pero también se puede utilizar como material filtrante telas sintéticas permeables, con aberturas lo suficientemente pequeñas para retener las partículas de suelo base. Esta última alternativa es útil cuando no existe banco de material granular cerca de la obra (Flores, 1999).

En las figuras siguientes, se muestran los tipos de filtros más comunes. Los primeros muestran ejemplos de filtros formados con materiales térreos, Figuras 3.13 y 3.14, mientras el último es un ejemplo de un geotextil usado como material filtrante, Figura 3.15.

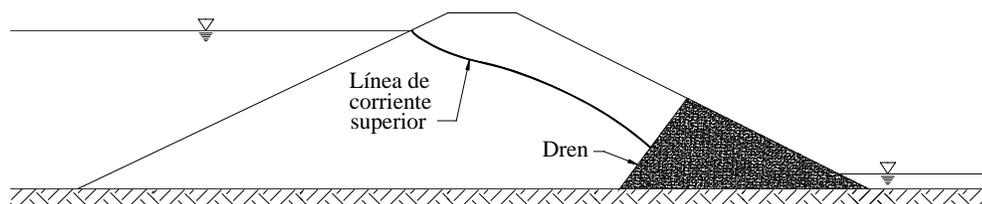


Figura 3.13. Ejemplo de un filtro al final del talud (Flores, Hristov & Li, 2001)

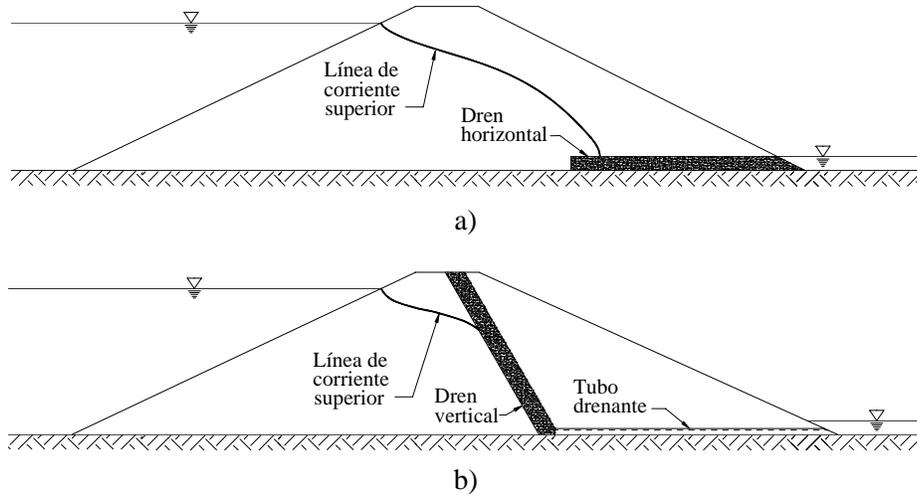


Figura 3.14. Filtros típicos en lagunas de estabilización utilizando materiales térreos: a) Dren horizontal; b) Dren vertical y tubo drenante horizontal (Lambe & Whitman, 2001)

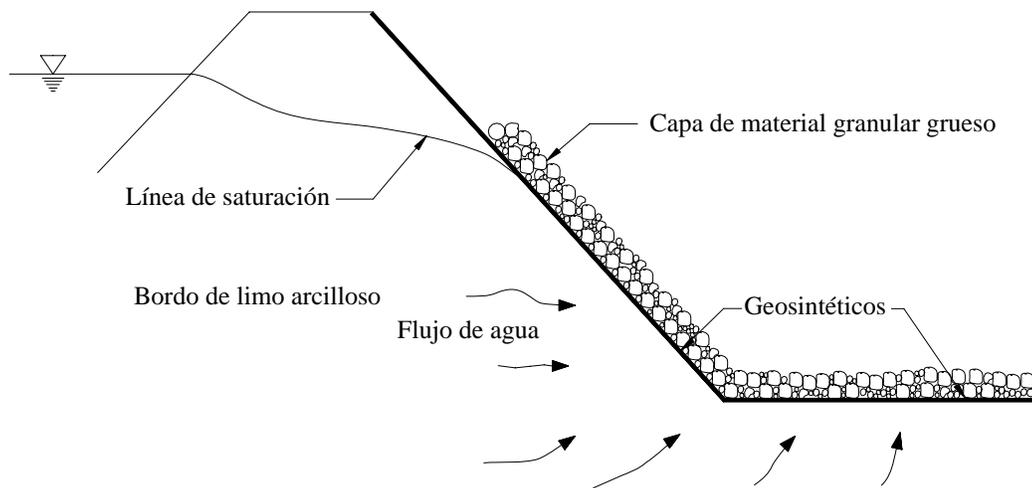


Figura 3.15. Uso de geotextil como material filtrante para proteger contra erosión por flujo de agua el talud y el pie de aguas debajo de un bordo (Flores, 1999)

▪ Filtros de material térreo

Según algunos organismos e instituciones públicas, este tipo de filtros debe cumplir algunos requisitos de construcción, con los cuales se asegura el cumplimiento de las tres funciones antes señaladas; estos requisitos son (Poucell, 1982):

1. El tamaño máximo del material para filtros debe ser menor a 3" (7.62 cm), a fin de que la segregación sea mínima y evitar el arqueado entre partículas grandes durante la colocación.
2. El filtro no debe contener más de 5% de material que pasa la malla No. 200
3. Las curvas de distribución granulométrica del material del filtro y del material base (este último se trata de proteger), deben ser aproximadamente paralelas cuando se dibujan en papel semilogarítmico.

4. Cuando el material base contiene un porcentaje grande de grava, el filtro debe diseñarse utilizando la porción de la curva de distribución granulométrica que es menor que la malla No. 1 (2.54 cm).
5. El espesor mínimo del filtro debe ser de 1.0 m, a fin de que su construcción se facilite y reduzcan los efectos de contaminación; sin embargo, el espesor del filtro deberá calcularse para que tenga la capacidad de desalojo del gasto máximo esperado que pueda salir a través de él (Marsal, 1975).
6. La compactación del filtro debe ser tal que alcance una densidad relativa no menor al 90%, o bien igual al especificado en la construcción de las zonas vecinas. Dicha compactación debe efectuarse con rodillo vibratorio en capas de espesor no mayor de 30 cm.
7. Durante la construcción es indispensable que se lleve un riguroso control de las características y especificaciones de los materiales de filtro, así como de su colocación y grado de compactación o densidad relativa, que deben cumplirse para garantizar el correcto funcionamiento del filtro.
8. Para prevenir el movimiento de las partículas del suelo dentro o a través del filtro, el U.S. Army Corps of Engineers (1955) exige se cumplan las siguientes condiciones:

$$\frac{15\% \text{ del tamaño del material del filtro}}{85\% \text{ del tamaño del suelo por proteger}} \leq 5 \quad (3.7)$$

$$\frac{50\% \text{ del tamaño del material del filtro}}{50\% \text{ del tamaño del suelo por proteger}} \leq 25 \quad (3.8)$$

El criterio de diseño para este tipo de filtros esta basado, como ya mencionamos, principalmente en la distribución de tamaños. Terzaghi (1943) propuso una expresión para el diseño de filtros. Se ha demostrado que dicho criterio es conservador y con algunas limitaciones, pero a pesar de eso, hoy en día es ampliamente aceptada en la práctica geotécnica. Dicha expresión, ya con algunos cambios que la hacen más funcional, se escribe como sigue (Flores, 1999):

$$\frac{D_{15}^f}{D_{85}^s} < 5 < \frac{D_{15}^f}{D_{15}^s} \quad (3.9)$$

donde,

D_{15}^f , se refiere al diámetro del material del filtro correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica; este diámetro se conoce como *diámetro característico*.

D_{15}^s , es el diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica.

D_{85}^s , es el diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 85% en peso de la curva granulométrica

La parte izquierda de la desigualdad se conoce como “relación de tubificación”; la cual indica que los granos pequeños del suelo base, es decir el material que se pretende proteger, no podrá pasar el filtro, Figura 3.16, siempre y cuando dicha relación sea menor a cinco (Flores, 1999). El significado gráfico de esta condición de Terzaghi, considerando curvas granulométricas, se muestra en la Figura 3.17.

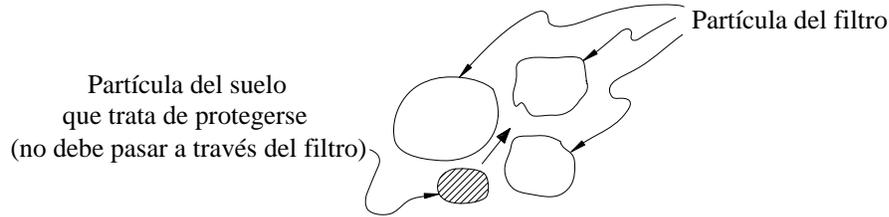


Figura 3.16. Espacios del filtro que deben impedir el paso de partículas de suelo (Flores, 1999)

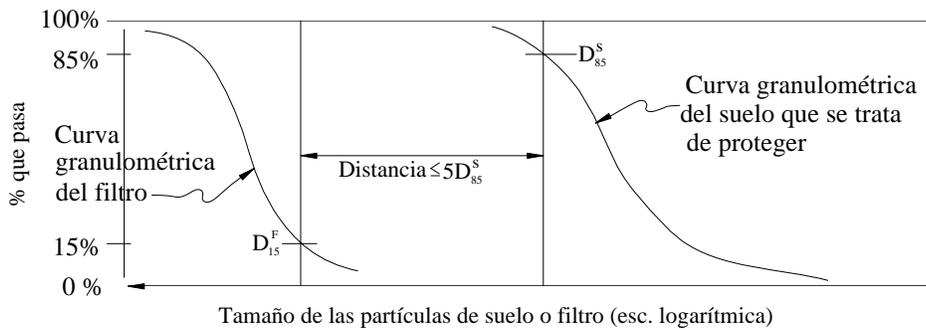


Figura 3.17. Significado gráfico de la primera desigualdad en el criterio de Terzaghi para el diseño de filtros (Terzaghi, 1943)

Por otro lado, la parte derecha de la desigualdad, señala que el diámetro característico del filtro D_{15}^f debe ser mayor a cinco veces el diámetro característico del suelo, D_{15}^s ; al cumplirse esta desigualdad significa que habrá una permeabilidad mucho mayor en el filtro con respecto al suelo por proteger.

La ecuación 3.8, debe cumplir con otra condición, de tal manera que cumpla con las tres condiciones necesarias para el buen funcionamiento de filtros antes mencionadas. Para ello, se sugiere complementar el criterio de Terzaghi tomando en cuenta que el coeficiente de uniformidad del filtro, U^f , se debe encontrar en los siguientes límites (Flores, 1999):

$$2 < U^f = \frac{D_{60}^f}{D_{10}^f} \leq 5 \quad (3.10)$$

Otro criterio, también muy utilizado, que tiene como base las recomendaciones hechas por Terzaghi, es el dado por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos. Esta organización estableció los límites superiores e inferiores de la curva granulométrica; los cuales, en el caso de filtros bien graduados y mezclados artificialmente, están dados por las siguientes expresiones (Flores, 1999):

$$12 < \frac{D_{50}^f}{D_{50}^s} < 58 \tag{3.11}$$

$$12 < \frac{D_{15}^f}{D_{15}^s} < 40 \tag{3.12}$$

Estas últimas expresiones dan resultados aceptables solamente cuando se combina con la condición de estabilidad de filtro y se fija al menos el límite superior del coeficiente de uniformidad U_f (Bear, 1972).

Un último criterio, para el diseño de filtros es el proporcionado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, el cual se muestra en la Figura 3.18; éste también es uno de los más utilizados en la práctica.

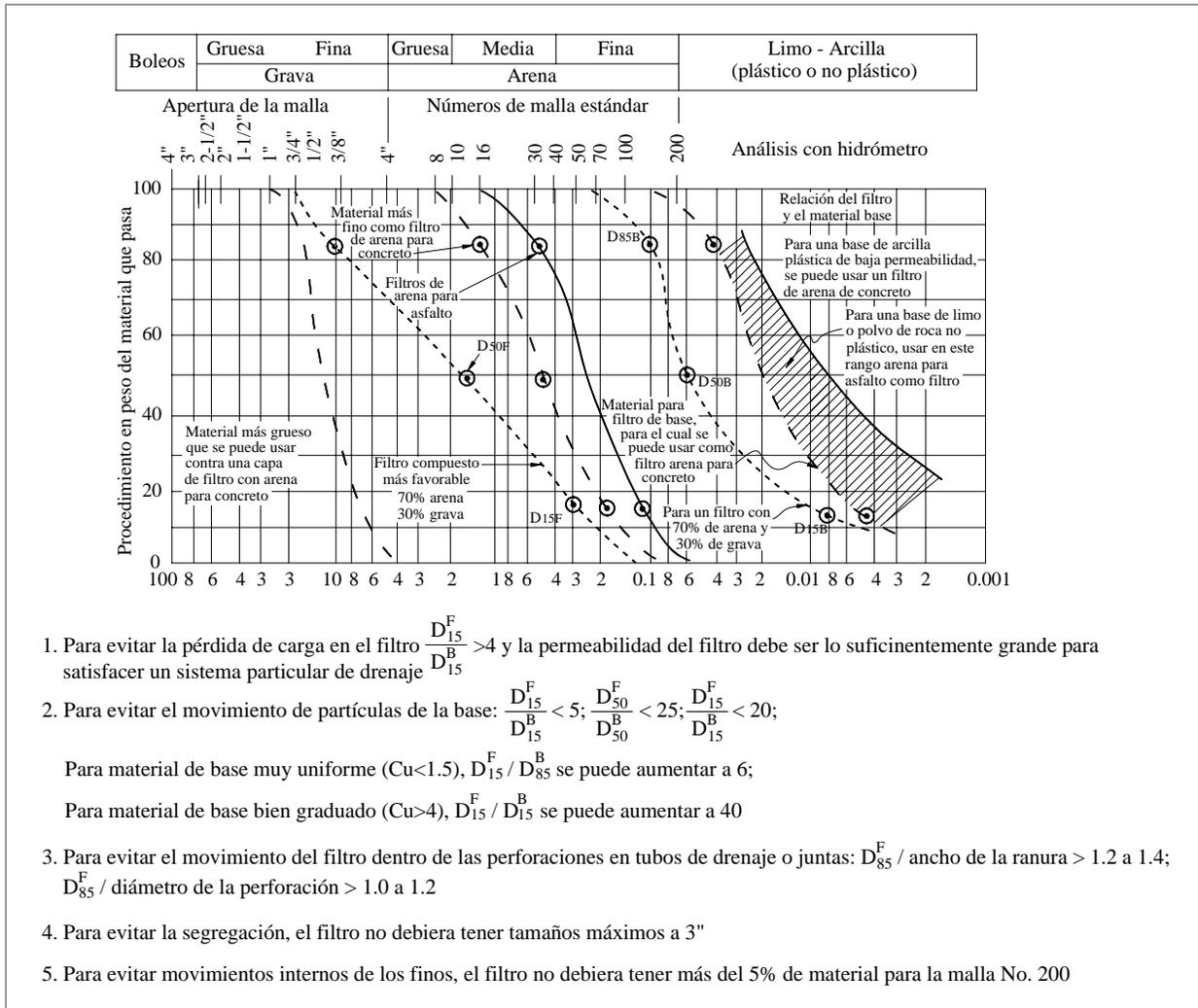


Figura 3.18. Criterio de diseño para filtro (Flores, 1999)

▪ Filtros utilizando geotextil

El geotextil es un material elaborado con polímeros, formando una tela sintética, flexible y permeable, capaz de retener partículas de suelo mayores que el tamaño de sus poros. Este tipo de filtros es económico y muy útil, especialmente cuando los bancos de material están muy alejados, pues se incrementa su costo.

Las membranas filtrantes se pueden agrupar en dos tipos (Flores, 1999):

1. Telas sintéticas tejidas, hechas generalmente de polipropileno estabilizado
2. Telas sintéticas no tejidas, en las cuales las fibras sintéticas tienen arreglos aleatorios, hechas con polipropileno con o sin protección de nylon, o de poliéster.

Este tipo de filtro tiene algunas ventajas y desventajas (Auvinet, 1982) y (Flores, 1999):

1. Su capacidad de retención de partículas de suelo es muy adecuada probablemente superior y más confiable que la de los filtros granulares.
2. Su capacidad drenante es alta en el sentido transversal pero muy baja o casi nula en sentido longitudinal, por lo que en la mayoría de sus aplicaciones deben asociarse con material granular.
3. Su susceptibilidad al taponamiento bajo ciertas condiciones puede constituir una limitación seria al uso de este tipo de filtros.
4. La continuidad de la protección obtenida con estos materiales depende de un control cuidadoso durante la construcción.
5. Su resistencia a la tensión no constituye una ventaja significativa cuando se producen grietas. Su capacidad autosellante es nula.
6. Cuando los geotextiles se utilizan como material de filtro, sólo son prácticos cuando el sentido del flujo es perpendicular al plano de la tela (Cedergren, 1989).
7. Dado que se sabe muy poco del comportamiento a largo plazo de los geotextiles, no es recomendable su uso en áreas poco accesibles, como las caras de aguas arriba de las lagunas o presas de tierra.
8. Otra limitación es que se debe tener cuidado en el uso de los geotextiles en los taludes, pues se debe asegurar que el coeficiente de fricción entre la tela y el material adyacente sea lo suficientemente grande para evitar la formación de un plano de debilidad.

El criterio que se utiliza en el diseño de geotextiles como filtro, depende de la comparación de los tamaños de partículas en el suelo base con la distribución de poros de la tela y en pruebas de permeabilidad. La distribución de poros se determina haciendo pruebas de cribado con esferas calibradas de vidrio, haciendo pruebas de ascensión capilar o mediante análisis fotográficos (Auvinet, 1982). Las curvas de distribución de poros son muy semejantes a las curvas granulométricas. En la Figura 3.19 se muestran curvas típicas de distribución de poros, donde el material analizado tiene una permeabilidad cuyo orden de magnitud fluctúa entre 10^{-1} y 10^{-2} cm/s.

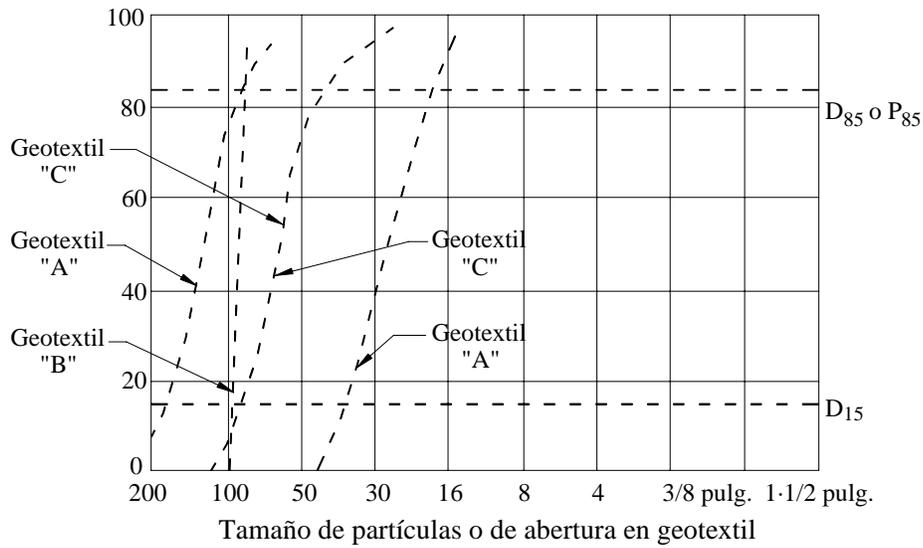


Figura 3.19. Curva típica de distribución de poros (Auvinet, 1982)

A continuación se muestran algunos criterios que se pueden utilizar para la selección de tamaños de poro en la membrana, con el fin de evitar la tubificación. Un primer criterio está dado por la siguiente ecuación (Cedergren, 1989):

$$\frac{85\% \text{ del tamaño del poro de filtro } (P_{85}^F)}{85\% \text{ del tamaño del suelo } (D_{85}^S)} \leq 1 \tag{3.13}$$

Ogink (1975) recomienda los siguientes criterios:

1. Para geotextiles tejidos,

$$\frac{90\% \text{ del tamaño del poro de filtro } (P_{90}^F)}{90\% \text{ del tamaño del suelo } (D_{90}^S)} \leq 1 \tag{3.14}$$

2. Para geotextiles no tejidos,

$$\frac{90\% \text{ del tamaño del poro de filtro } (P_{90}^F)}{90\% \text{ del tamaño del suelo } (D_{90}^S)} \leq 1.8 \tag{3.15}$$

3.2.5. Efectos sísmicos

Los sismos son un factor importante que debe ser considerado durante el diseño y construcción de una laguna de estabilización. Si estas instalaciones se colocan en áreas propensas a experimentar movimientos sísmicos, se debe hacer el diseño de tal manera que las instalaciones soporten estas eventualidades. Los daños más frecuentes provocados por estos movimientos son (Instituto de Ingeniería, 1994):

1. Falla de la estructura por movimiento del subsuelo.
2. Falla de las instalaciones debido a licuación, asentamientos debidos a licuación o por falla de los taludes.
3. Derrumbe o colapso de las estructuras que están alrededor.
4. Agrietamientos que pueden inducir a la tubificación

Se ha encontrado que el movimiento del suelo es importante como mecanismo de falla, pues muchos sitios son impactados por movimientos sísmicos, los cuales pueden provocar más daños que las fallas superficiales del terreno. El proceso de diseño de estructuras resistentes a movimientos telúricos se puede dividir en cuatro pasos (Instituto de Ingeniería, 1994):

1. Determinación de la máxima intensidad posible de un sismo en el sitio de interés.
2. Determinar la aceleración pico del suelo de la máxima intensidad posible de sismo en el sitio de interés, basándose en los factores geológicos regionales.
3. Determinar los peligros sísmicos específicos del lugar, como son el potencial de licuación, falla de talud o derrumbes.
4. Diseñar las instalaciones para que soporten la aceleración máxima del suelo.

En general, para el diseño sísmico se deben construir estructuras de tierra más estables, con mayor densidad, masa y espesor. Además, se requiere mayor área transversal, cimentaciones más profundas y materiales con mejores especificaciones. El tamaño y la configuración son también importantes; generalmente, instalaciones pequeñas son más resistentes al daño ante sismos. Al igual que con todo diseño, aquí también es necesario incorporar factores de seguridad en el diseño (Instituto de Ingeniería, 1994).

Existen diversos manuales que indican el procedimiento a seguir para el diseño sísmico de presas, uno de ellos es el editado por el Instituto de Ingeniería (1994).

Por otro lado, durante un sismo se producen olas que pueden provocar la erosión y posible falla si no se le da el cuidado adecuado. Este problema también se presenta por efecto del viento. Una explicación más detallada de los métodos utilizados para la protección contra oleaje se da en la sección 3.2.3 correspondiente al diseño de bordos.

3.2.6. Asentamientos

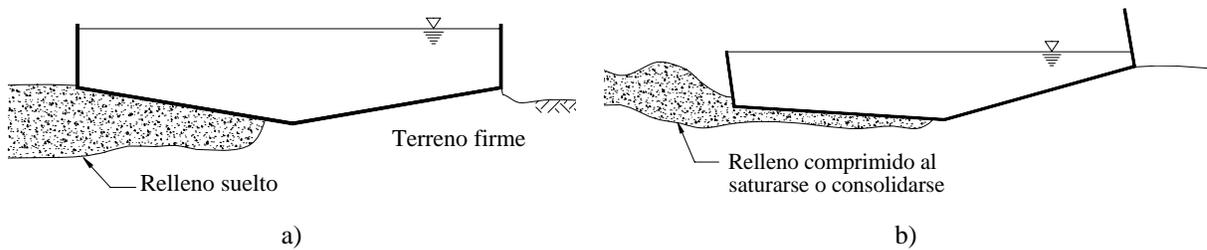
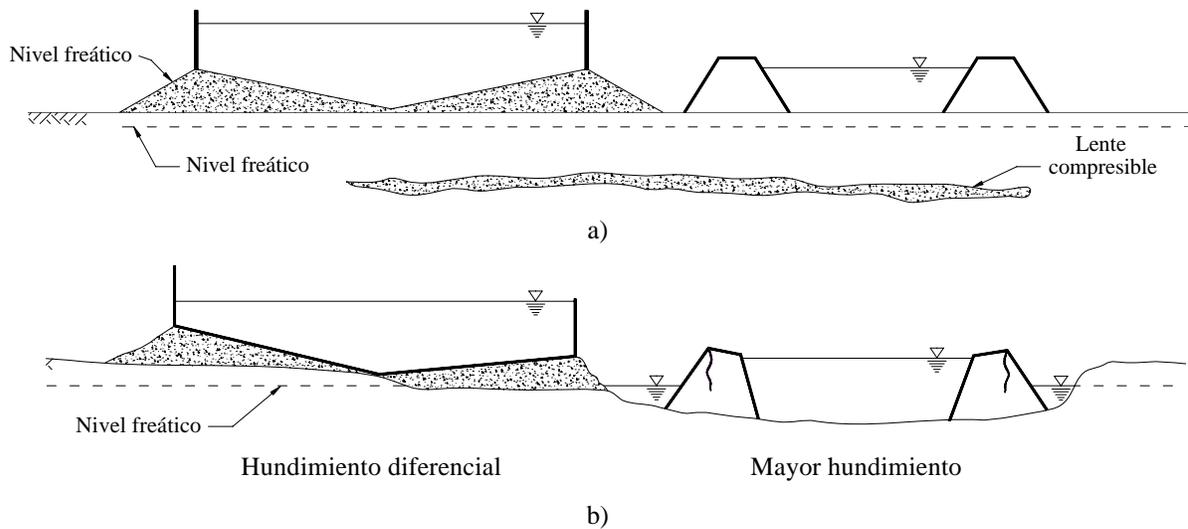
Generalmente las lagunas de estabilización y de cualquier otro tipo, abarcan grandes extensiones de tierra; por lo que es muy común encontrar bastantes heterogeneidades en el suelo, lo que puede causar grandes asentamientos diferenciales que afectan gravemente a estas estructuras, incluso hasta dejarlas inutilizables. Para prevenir esto, es necesario llevar a cabo un adecuado procedimiento de exploración y muestreo, de tal manera que se cuente con la información necesaria para realizar mejoramiento del suelo donde se requiera.

Existen varias causas que podrían producir asentamientos importantes en los bordos, como la compresibilidad de las capas de cimentación, consolidación del material del bordo, llenado y vaciado rápido de la laguna, exposición a vibraciones sísmicas, lluvia y sobrecarga del bordo. Los tipos de asentamiento que se presentan pueden ser básicamente de tres tipos (Lambe & Whitman, 2001):

1. *Asentamientos elásticos o inmediatos*, se presenta en suelo seco, húmedo y saturado, provocando una deformación elástica, por lo que su cálculo se basa en la aplicación de ecuaciones derivadas de la teoría de elasticidad.
2. *Consolidación primaria*, se conoce así al cambio de volumen que sufren los suelos cohesivos saturados debido a la expulsión del agua que se encuentra en los espacios vacíos.
3. *Consolidación secundaria*, es el resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo, también llamada viscosidad intergranular, presentándose en suelos cohesivos saturados.

Lo referente a asentamientos elásticos y consolidación primaria se puede encontrar en Lambe & Whitman (2001), Budhu (2000), Juárez & Rico (2002) o cualquier libro de mecánica de suelos clásica. En algunos de ellos también es posible encontrar información respecto a la consolidación secundaria.

En las figuras siguientes se muestran algunos de los efectos que provocan los asentamientos en los bordos o lagunas, sean por lentes compresibles o por rellenos mal compactados.



3.3. Impermeabilización de lagunas

Lo principal para una laguna es que el líquido contenido no se infiltre dentro del suelo, pues son productos de alto valor económico o contaminante. Para ello es necesario que durante la exploración y muestreo del suelo, se preste atención a la topografía, a la existencia de pozos y lentes de agua, al tipo de vegetación, a la presencia de grietas y al tipo de suelo existente en la superficie. Todos estos son factores importantes para establecer los mecanismos de filtración, así como en la toma de decisión de la forma más conveniente de impermeabilización. Otros factores de importancia son el tipo de líquido almacenado, la permeabilidad del suelo, así como los aspectos económicos y ecológicos (Auvinet & Esquivel, 1986).

Incluso una vez construida la obra, es necesario verificar si las filtraciones previstas en el diseño corresponden a la realidad. En Auvinet & Rodríguez (1996, 1997) y Rodríguez (1996) se presentan algunas técnicas que pueden utilizarse para este fin.

3.3.1. Mecanismos de filtración

Existen varios mecanismos de filtración dependiendo de las condiciones de frontera prevalecientes, entre los más representativos se encuentran (Auvinet & Esquivel, 1986):

Mecanismo I. Se presenta cuando la posición del nivel freático puede considerarse como una condición de frontera fija del problema. El líquido se infiltra entonces en forma esencialmente vertical descendente del almacenamiento al manto acuífero. Para que prevalezca esta condición, es necesario que las infiltraciones no alteren en forma significativa el nivel freático. Lo anterior ocurre cuando el manto acuífero tiene una posibilidad de descarga muy superior a las aportaciones por filtración del almacenamiento. En este caso, el gasto por filtración es proporcional al área del almacenamiento y al coeficiente de permeabilidad vertical de los estratos superiores del subsuelo y puede calcularse simplemente aplicando la ley de Darcy. En la Figura 3.22 se muestra la configuración de este mecanismo (Auvinet & Esquivel, 1986).

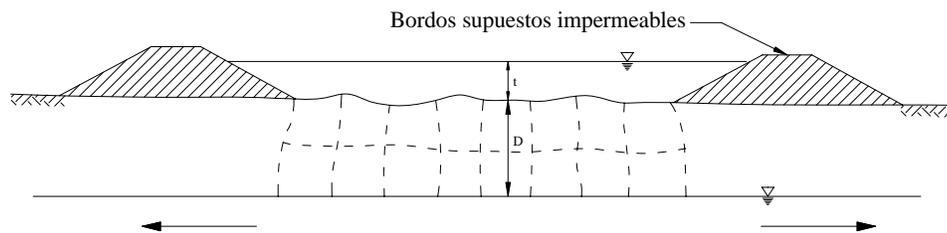


Figura 3.22. Mecanismo de infiltración I (Auvinet & Esquivel, 1986)

Mecanismo II. Corresponde a suelos sensiblemente homogéneos en los cuales las filtraciones son suficientes para elevar la posición del nivel freático en el área de almacenamiento. En este caso, el flujo tiende a generarse exclusivamente debajo de los bordos perimetrales. El gasto por filtración es entonces proporcional a la longitud de los bordos y depende de los coeficientes de permeabilidad del suelo (tanto horizontal como vertical) y de la diferencia entre el nivel de almacenamiento y el nivel freático inducido en la periferia del estanque (generalmente definido por las condiciones de drenaje superficial). Las dimensiones de la

laguna afectan el gasto por metro lineal de bordo puesto que de ellas depende el número de canales de flujo que puede generarse. En la Figura 3.23 se muestra un esquema representativo de este mecanismo (Auvinet & Esquivel, 1986).

La existencia de un mecanismo del tipo I y II dependen tanto de las condiciones físicas del suelo, como de las dimensiones de la laguna y de la posición del nivel freático. Si se tiene un caso de una laguna y un subsuelo dado, donde se presentan los mecanismos I y II, el que prevalece es el que tenga menor gasto. Esta situación es generalmente la que se da en lagunas grandes, salvo condiciones especiales; mientras que en lagunas pequeñas, es común la situación inversa.

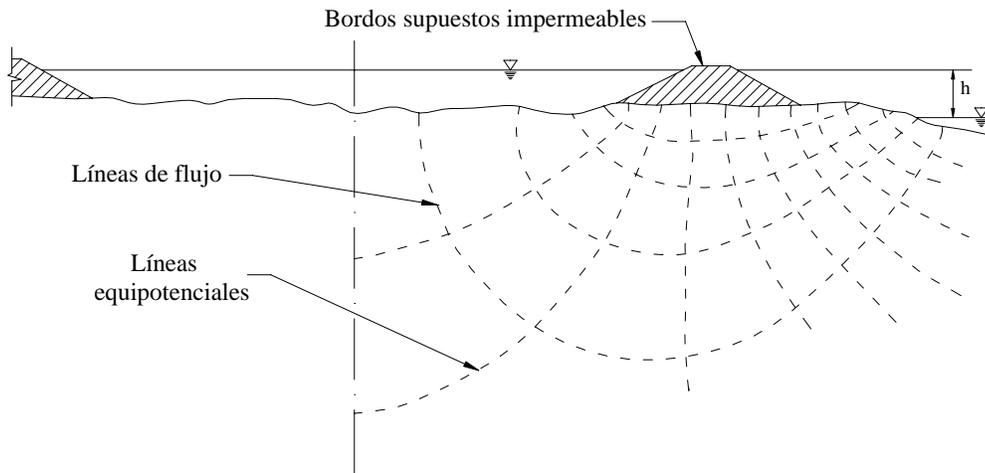


Figura 3.23. Mecanismo de infiltración II (Auvinet & Esquivel, 1986)

Mecanismo III. Un esquema explicativo se tiene en la Figura 3.24. Este mecanismo se presenta cuando existe una capa continua prácticamente impermeable a determinada profundidad. Cuando existe una situación de este tipo, es común que se proponga la interceptación de las filtraciones mediante una trinchera de material impermeable. Debe hacerse notar que, para que la trinchera sea útil, es necesario que su permeabilidad sea muy baja respecto al terreno superficial natural y que abarque todo su espesor. Se sabe que la eficiencia de pantallas parciales es muy baja (Auvinet & Esquivel, 1986).

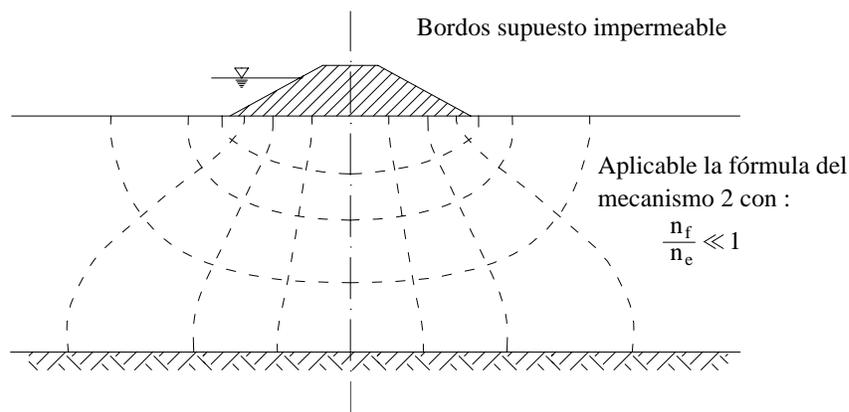


Figura 3.24. Mecanismo de infiltración III (Auvinet & Esquivel, 1986)

Además de los mecanismos antes descritos, las filtraciones pueden ocurrir debido a diversas condiciones peculiares del sitio o por defectos constructivos de los bordos o de su cimentación. A éstos les podemos llamar mecanismos secundarios de filtración (Auvinet & Esquivel, 1986):

- *Oquedades o grietas en el suelo de desplante.* La presencia de oquedades y grietas en el suelo de cimentación pueden obviamente ser una fuente de filtraciones importantes. Éstas pueden ser naturales (por ejemplo en suelos calizos cársticos o rocas lávicas porosas) o ser producto de la actividad del hombre, roedores o raíces de árboles.
- *Agrietamiento por secado de materiales arcillosos superficiales.* En suelos muy plásticos, es común que se presenten arriba del nivel freático numerosas grietas por secado que no se cierran al llenarse las lagunas y dan lugar a filtraciones cuantiosas, aún cuando el suelo en sí tenga una baja permeabilidad.
- *Grietas en los bordos por asentamientos diferenciales.* Los bordos desplantados sobre suelos muy compresibles heterogéneos, o de espesor variable, pueden presentar grietas verticales transversales que al alcanzar el nivel del agua, pueden ser el origen de una falla del bordo por erosión.
- *Fracturamiento hidráulico del subsuelo en caso de terrenos muy blandos.* En suelos extremadamente blandos, el llenado rápido de una laguna o la falla del revestimiento impermeable pueden provocar en el subsuelo profundas grietas por fracturamiento hidráulico, en las cuales la laguna se vacía en un tiempo extremadamente corto.
- *Contacto defectuoso entre bordos y suelo de desplante.* Este mecanismo de filtración es extremadamente común y se presenta cuando los bordos se desplantan sobre el terreno natural sin desmontar ni despallar adecuadamente. Cuando la capa superficial es permeable, es necesario interrumpir el flujo mediante una trinchera rellena con suelo compactado o una trinchera de lodos.
- *Contacto defectuoso entre capas compactadas de los bordos.* Las deficiencias en la liga entre capa y capa al construir bordos de suelo compactado pueden dar lugar a discontinuidades horizontales que incrementan considerablemente la permeabilidad del bordo. En los materiales compactados abandonados sin protección durante periodos prolongados, se presentan grietas por secado que pueden tener consecuencias dañinas si no se remueve el suelo superficial al reanudarse la construcción.

3.3.2. Técnicas de impermeabilización

Durante años se intentó la impermeabilización de grandes almacenamientos de agua, como las lagunas de estabilización, utilizando productos como concreto y asfalto. Pero se encontró que estos tipos de revestimientos eran algunas veces útiles y otras no.

En el uso de concreto, las principales fallas son las juntas de contracción, pues si no tienen un buen sellador, los líquidos se filtran fácilmente. Por otro lado, si se colocan pocas juntas, se producen agrietamientos que también ayudan a la filtración. Otra limitación de estos materiales es que la laguna requiere de un llenado lento para permitir deformaciones progresivas del revestimiento (Auvinet & Esquivel, 1986).

Otra modalidad de concreto que se ha utilizado es el concreto lanzado, el cual tiene la ventaja de poder aplicarse a superficies irregulares sin cimbra; la desventaja es que presenta los mismos problemas que el concreto hidráulico tradicional. Además, es sensible a asentamientos diferenciales y las grietas que se forman son difíciles de reparar. Por otro lado, se encuentra el suelo-cemento, utilizado principalmente por su economía; igualmente presenta grietas de contracción que solamente pueden reducirse pero no eliminarse. Por todo ésto, el concreto es considerado medianamente permeable y poco útil como técnica de impermeabilización en lagunas o en cualquier otra obra que requiera permeabilidades pequeñas.

El revestimiento asfáltico por su parte, también presenta varias desventajas; el principal problema de este material es que en laboratorio da muy buenos resultados, pero en campo es difícil reproducir con exactitud las características necesarias para que sea realmente impermeable. Además, presenta agrietamientos por deformación del suelo o efectos climáticos y deslizamiento del revestimiento sobre los taludes, especialmente durante el verano, cuando las temperaturas pueden ser muy altas.

Ante la poca eficiencia de los métodos de revestimientos antes mencionados, se optó por otras soluciones, entre las que se incluyó la impermeabilización con suelos compactados, geosintéticos, y con una combinación de ambos. Con los años y la experiencia se ha demostrado que se pueden emplear materiales térreos solos; pero no es admisible el empleo de una geomembrana sin un confinamiento de suelo, ya que estos materiales sintéticos son poco resistentes. La decisión por una alternativa de impermeabilización u otra, depende mucho del tipo de materiales térreos cercanos al sitio y su comparación con los costos de los materiales geosintéticos.

▪ **Diseño de un revestimiento impermeable**

Los aspectos fundamentales que deben considerarse durante el diseño de un revestimiento impermeable, puede enumerarse como sigue (Goldman *et al*, 1990):

1. Estabilidad del revestimiento ante los movimientos de tierra como son las fallas de talud, asentamientos, levantamientos en la cimentación o sismo.
2. Resistencia del revestimiento ante el flujo de fluidos (permeabilidad).
3. Compatibilidad entre el revestimiento y los desechos líquidos a contenerse en la laguna.
4. Durabilidad a largo plazo del revestimiento

Además, se debe recordar que tanto los métodos de exploración como los métodos constructivos, dependen del tipo de desecho que se almacenará, de los reglamentos vigentes en la zona y de las características geotécnicas del sitio de construcción. Los resultados obtenidos durante el estudio geotécnico nos deben servir para determinar si el suelo es adecuado para ser utilizado como revestimiento, si es necesario transportar material de otro sitio o si se requiere utilizar revestimientos sintéticos (Goldman *et al*, 1990).

3.3.3. Impermeabilización con suelos compactados

La impermeabilización con suelo compactado es una técnica delicada que requiere un buen conocimiento de las propiedades de los suelos y un riguroso control de calidad durante la construcción. A pesar de eso, ha resultado ser uno de los métodos más adecuados en la construcción de lagunas, donde se piden permeabilidades menores a 1×10^{-7} cm/s, (Goldman *et al*, 1990).

Un revestimiento de suelo debe combinar generalmente varias propiedades, principalmente la baja permeabilidad y su compatibilidad con el líquido almacenado. Para poder cumplir con estas características, generalmente se utiliza arcilla, pues es un material manejable que presenta, de manera natural, la propiedad de impermeabilidad (Goldman *et al*, 1990).

La compatibilidad de los revestimientos impermeables y los líquidos con los que tendrá contacto es un factor importante a tomar en cuenta; información sobre el tema, con respecto a suelos arcillosos, se puede encontrar en Almanza *et al*. (1989), Almanza (1991), Silva & Almanza (1998) y Silva (2003).

A continuación se extiende un poco más sobre revestimientos con suelos compactados y se señalan las características que debe cumplir un suelo para ser apto como barrera impermeable.

- **Características del material utilizado en revestimientos térreos**

Los principales requerimientos que debe cumplir un suelo para considerarse funcional como recubrimiento son (Goldman *et al*, 1990):

1. Baja permeabilidad (usualmente menor o igual de 1×10^{-7} cm/s) después de compactarse.
2. Suficiente capacidad para soportar su peso propio y el de las instalaciones necesarias, de tal manera que no se produzcan fallas
3. Estabilidad ante los gradientes fuertes a los que se encuentra sometido
4. Resistencia al corte y capacidad de deformarse sin fisurarse
5. Costo relativamente reducido con la posibilidad de controlar eficientemente la calidad durante la construcción
6. Resistencia a la desecación y al agrietamiento
7. Potencial de compresibilidad y expansión aceptable
8. Compatibilidad con el tipo de desecho almacenado, por lo que se tiene que hacer una evaluación geoquímica
9. Capacidad de desarrollar el fenómeno de sorción (adsorción y absorción) de partículas contaminantes, atenuando la posible contaminación del subsuelo o acuíferos.

- **Diseño de la cimentación de un revestimiento de arcilla**

La cimentación de un revestimiento de arcilla debe ser diseñada para soportar asentamientos, filtraciones y para proporcionar soporte estructural al recubrimiento y a los bordos de la laguna.

Los asentamientos generalmente no son un problema para revestimientos de arcilla. Por el contrario, la mayoría son lo suficientemente gruesos para soportar deformaciones diferenciales pequeñas. Para evitar asentamientos diferenciales grandes, se recomienda que el sitio de emplazamiento no presente mucha heterogeneidad en el subsuelo o en su caso, se realicen trabajos de mejoramiento del suelo. Algunos ingenieros de diseño recomiendan una excavación y una compactación del suelo que servirá de cimiento, una especie de mejoramiento de suelo con el fin de disminuir los asentamientos diferenciales.

▪ **Especificaciones de construcción del recubrimiento impermeable**

Las especificaciones que se deben considerar durante la construcción de un revestimiento de arcilla se pueden resumir en dos, el “desempeño” y el “método”. El primero especifica el nivel de rendimiento de todas las instalaciones de la laguna. Mientras que el segundo, se refiere a la metodología y equipo que se debe usar durante la construcción (Goldman *et al*, 1990).

El ingeniero constructor debe contar con planos de todo el proyecto, con recomendaciones escritas y especificaciones claras sobre (Goldman *et al*, 1990):

1. Configuración y tamaño y ubicación de las instalaciones
2. Preparación de la cimentación
3. Características del material de revestimiento
4. Espesor total y permeabilidad requerida del revestimiento
5. Dimensiones y configuración de los taludes
6. Orientación de las capas en los costados de los taludes
7. Espesor de las capas con las que se compactará tanto el revestimiento como los bordos
8. Tamaño máximo de los grumos
9. Porcentaje del contenido de humedad óptimo y del contenido de humedad con el que se deberá compactar el suelo
10. Especificaciones de la escarificación entre capas
11. Características del equipo de compactación y número de pasadas requeridas
12. Especificaciones sobre el tipo de pruebas de campo para verificar compactación

Antes de que se instale el revestimiento, se debe preparar la cimentación y controlar los niveles freáticos en caso de estar muy superficiales. La preparación de la cimentación consiste en remover todo aquel material indeseable para la construcción y correcto funcionamiento de la laguna; este tipo de material puede ser suelo orgánico, permeable o de cualquier otro tipo que pudiera ser dañino, Anexo B; de ser necesario también se hace algún mejoramiento del suelo. Para el control del nivel freático se puede diseñar un sistema de bombeo para que opere durante la construcción (Goldman *et al*, 1990).

Como se ha mencionado, en la construcción y funcionamiento de una laguna el principal factor a tomar en cuenta para su correcto funcionamiento es su capacidad permeable. A continuación se presenta una tabla con los factores que afectan la permeabilidad de los revestimientos de arcilla compactada.

TABLA 3.2 FACTORES QUE AFECTAN LA PERMEABILIDAD DE LOS REVESTIMIENTOS DE ARCILLA COMPACTADA (ELSBURY *ET AL*, 1990)

Descripción	Factores que afectan la permeabilidad
a. Etapa de diseño	
<p>Influencia del tipo de suelo</p> <p>Otras consideraciones en el diseño</p>	<p>Trabajabilidad Granulometría Potencial de expansión</p> <p>Esfuerzo de sobrecarga Espesor total del revestimiento Estabilidad de la cimentación</p>
b. Etapa de construcción	
<p>Objetivos básicos de la compactación</p> <p>Decisiones esenciales para lograr el objetivo de la compactación</p> <p>Otras consideraciones durante la construcción</p>	<p>Dstrucción de grumos Infiltración a través de la interfase de las capas de arcilla</p> <p>Espesor de las capas Contenido de agua del suelo Tipo y peso de la maquinaria de compactación Número de pasadas y cobertura Tamaño de los grumos Peso volumétrico seco Grado de saturación</p> <p>Preparación del suelo Calidad de la construcción</p>
c. Etapa posterior a la construcción	
<p>Influencias del medio ambiente</p>	<p>Desecación Congelación *</p>

* En México generalmente este problema no existe.

A continuación se explica brevemente cada uno de los factores antes mencionados:

a. Etapa de diseño

▪ Influencia del tipo de suelo.

- *Trabajabilidad.* En el campo se encuentran arcillas que son más manejables que otras. Ésto se refiere a que las arcillas altamente plásticas son más difíciles de mezclar, hidratar y homogeneizar en campo que las arcillas de baja a mediana plasticidad. El hecho de que un suelo sea poco manejable, no quiere decir que no pueda ser utilizado para construir revestimientos de arcilla compactado, pero se debe estar consciente que se necesitará mayor esfuerzo de compactación para lograr la impermeabilidad necesaria de un revestimiento.

- *Granulometría.* Durante la construcción de revestimientos, uno de los factores que se debe cuidar es la cantidad de grava y arena, las cuales no deben ser excesivas. En casos donde no se cumple con esta característica, se tienen huecos sin finos, lo que aumenta el coeficiente de permeabilidad. Además, para garantizar una baja permeabilidad en los revestimientos, los suelos con los cuales se construyen deben tener la suficiente cantidad de arcilla. La capacidad de un suelo para ser usado satisfactoriamente en la construcción de un revestimiento, se mide indirectamente por los índices de plasticidad y los porcentajes de finos o directamente mediante pruebas de permeabilidad en laboratorio.

- *Potencial de expansión.* Si el suelo utilizado en la construcción de lagunas, sea con el propósito de revestimiento, cimentación o bordo, es una arcilla plástica expansiva, se pueden presentar expansiones, contracciones y posteriores agrietamientos del suelo de revestimiento debidos a los cambios de temperatura y contenidos de humedad en el suelo, lo que obviamente afectará la permeabilidad. El potencial de expansión depende de varios factores como la energía de compactación, el grado de saturación del suelo y los efectos climáticos; en el Anexo B se menciona las principales características de este tipo de suelos, así como algunas referencias.

▪ Otras consideraciones en el diseño

- *Esfuerzo de sobrecarga.* El esfuerzo vertical de sobrecarga en una arcilla puede tener un efecto significativo en un revestimiento. Este sobre esfuerzo puede ayudar a cerrar grietas existentes, prevenir el potencial de expansión y disminuir los espacios entre partículas, reduciendo de esta manera la permeabilidad.

- *Espesor total del revestimiento.* El espesor de los revestimientos influye tanto en los esfuerzos de sobrecarga como en la longitud que recorre el flujo de agua. Los revestimientos de gran espesor tienen esfuerzos mayores de sobrecarga, con lo que se disminuye la permeabilidad. Además, mientras mayor sea el espesor total, menor posibilidad habrá de flujo de agua entre las capas constructivas. En la Figura 3.25 se muestra una gráfica que se obtuvo a base de investigación y numerosos ensayos, en la que se muestra claramente el efecto que tiene el espesor total del recubrimiento de suelo compactado. En esta gráfica se puede observar que al menos se necesita un espesor total de 60 cm para garantizar una permeabilidad, k , menor a 1×10^{-7} cm/s. También se observa que después de un espesor de 1 m, el cambio en la permeabilidad es muy poco.

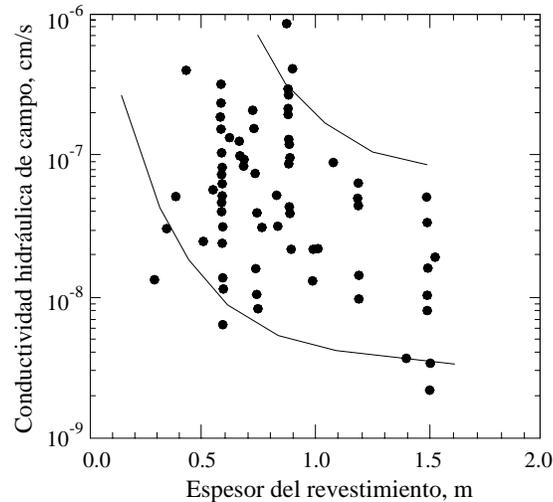


Figura 3.25. Conductividad hidráulica de campo contra espesor (Benson y Daniel, 1999)

- *Estabilidad de la cimentación.* La cimentación de un revestimiento, debe tener ciertas características, como:

1. No asentarse ante las cargas que le produce el revestimiento y los materiales utilizados en la construcción del bordo.
2. No se debe flexionar excesivamente durante la construcción.
3. Ser estable si se coloca sobre un talud (esta posibilidad debe ser evitada al máximo).
4. No debe estar sujeta a grandes subpresiones por efecto del agua.

b. Etapa de construcción

▪ Objetivos básicos de la compactación

- *Destrucción de grumos.* El efecto de los grumos para la permeabilidad en suelos se explica comúnmente con dos teorías: la “teoría de orientación de las partículas” y la “teoría de grumos”.

La teoría de la orientación de las partículas fue propuesta por Lambe (1958b), la cual relaciona la permeabilidad de los suelos compactados con la orientación de las partículas de suelo. Lambe sugiere que las partículas de suelo se orientan de manera floclulenta cuando son compactadas con contenido de agua menores al óptimo y de manera dispersa cuando se compactan con contenidos de agua por arriba del óptimo. En la Figura 3.26 se muestra la relación entre la orientación del acomodo de las partículas y el contenido de agua. Lambe propone que la permeabilidad del suelo compactado del lado húmedo es menor que la del lado seco puesto que con una estructura floclulenta se tendrán mayores tamaños de poro.

La teoría de los grumos fue propuesta por Olsen (1962), quien sugiere que la mayor cantidad de agua que fluye a través de suelos compactados, lo hace a través de los poros que se forman entre los grumos de arcilla, no por los minúsculos poros existentes dentro de los grumos, Figura 3.27. De acuerdo con esta teoría, los grumos húmedos se vuelven suaves y más fáciles

de remoldear que los grumos secos y duros; por tanto, cuando un suelo se compacta del lado húmedo, los grumos suaves y húmedos son remoldeados disminuyendo los espacios entre ellos y reduciéndose así la permeabilidad. En la Tabla 3.2, los factores listados están basados en esta segunda teoría.

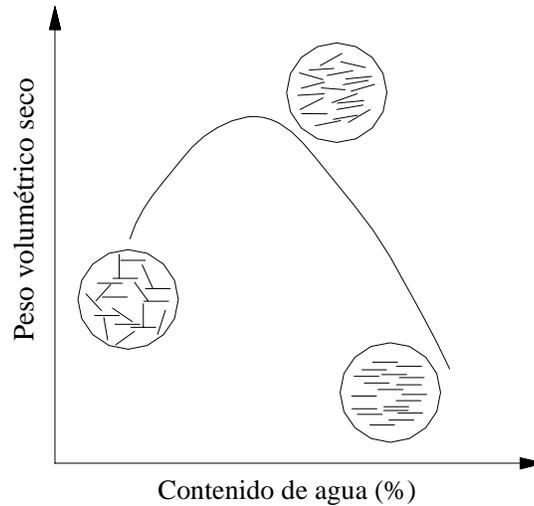


Figura 3.26. Arreglo de las partículas de suelo propuesta por Lambe (Lambe, 1958a)

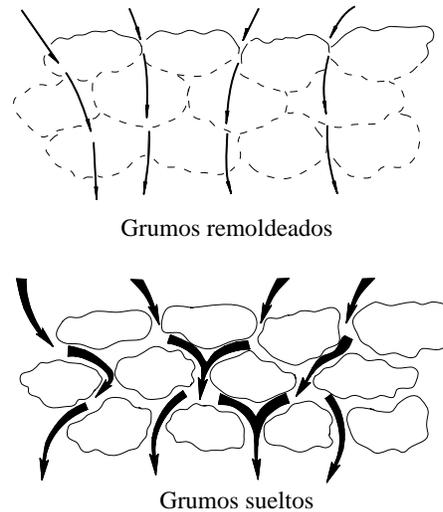


Figura 3.27. Diagrama de la teoría de grumos (Elsbury et al, 1990)

En la práctica, se debe diseñar el proceso de compactación de tal manera que se asegure que los grumos de la arcilla están totalmente remoldeados y que los espacios entre grumos están casi eliminados. Los grumos pueden ser destruidos de alguna de las siguientes dos maneras:

1. Hidratando el suelo hasta que tenga un contenido de agua alto, para obtener un suelo suave con grumos débiles que puedan ser fácilmente remoldeados; cuidando que el suelo sea manejable ante los contenidos de agua especificados.

2. Compactando el suelo con contenidos de agua por debajo del óptimo, pero utilizando energía de compactación alta, es decir, utilizando maquinaria muy pesada que sea capaz de romper los grumos y por tanto eliminar los poros grandes entre los grumos.

Es esencial que el ingeniero verifique el contenido de agua del suelo y la energía de compactación usada en el campo, asegurando así la correcta elección tanto del tipo de maquinaria como de la cantidad de agua necesaria para conseguir eliminar al máximo los grumos. Si el suelo está relativamente seco, se debe usar gran energía de compactación. Mientras que, si el suelo se encuentra húmedo, se requerirá de menor energía de compactación.

La elección de cualquiera de las dos formas de disminuir los grumos depende de factores como son la tendencia a la desecación o expansión a largo plazo y de las consideraciones de capacidad de resistencia al corte; las cuales se deberán tener en cuenta además de la permeabilidad que se requiere obtener.

En la Figura 3.29 se muestra el efecto que tienen los grumos en la permeabilidad de suelos compactados.

- *Infiltración a través de la interface de las capas de arcilla.* Es importante empalmar correctamente cada capa de suelo compactado, de tal manera que el flujo mostrado en la Figura 3.27 no se presente. Como se puede observar en la figura, estos defectos constructivos provocan una permeabilidad bastante alta.

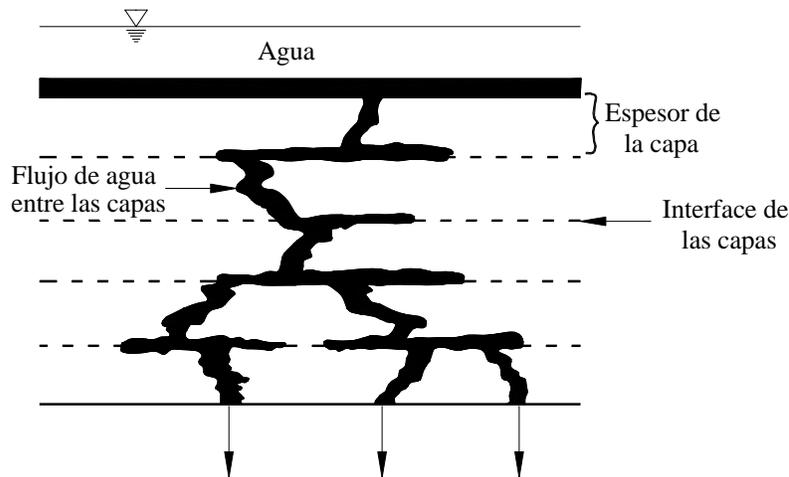


Figura 3.28. Posible flujo de agua a través de la interface de las capas de suelo compactado (Elsbury et al, 1990)

▪ Decisiones esenciales para lograr el objetivo de la compactación

- *Espesor de las capas.* Cuando se tiene un suelo con un cierto contenido de agua y requiere ser compactado, se debe cuidar el espesor de cada capa, pues ante espesores grandes no se asegura una adecuada compactación. Cuando se tienen espesores grandes, la maquinaria no es capaz de compactar el suelo correctamente, lo que ocasiona que los grumos no sean

remoldeados y que las uniones entre capas sean defectuosas, Figura 3.28. El espesor total recomendado de cada capa (sin compactar) es entre 8-9 in (20-23 cm), pero el espesor total compactado es de 6 in (15 cm), lo cual debe ser tomado en cuenta durante la construcción (Herman & Elsbury, 1987).

- *Contenido de agua.* La influencia del contenido de agua en la permeabilidad de suelos compactados ha sido demostrada en laboratorio por diversos autores como Lambe (1954, 1958a, 1958b), Bjerrum & Huder (1957), Mitchel *et al.* (1965), Gutiérrez (1981), Boynton & Daniel (1985), Day & Daniel (1985), Harrop-Williams (1985) y Auvinet & Esquivel (1986). En general, todos estos autores han demostrado que la permeabilidad es relativamente mayor cuando los suelos son compactados con contenidos de agua del lado seco del óptimo.

Como se describió anteriormente, la permeabilidad en campo de los revestimientos de suelo compactado está altamente influenciada por los grumos en el suelo y por las características en la interfaz de cada capa. El contenido de agua también influye importantemente en el correcto desempeño de los revestimientos; un ejemplo claro es que un suelo lo suficientemente húmedo presenta grumos fáciles de remoldear, contrario a un suelo seco, donde los grumos secos no permiten la correcta compactación. En la Figura 3.29, se muestran algunas pruebas donde se observa el efecto que tienen los grumos y el contenido de agua en la permeabilidad del suelo compactado.

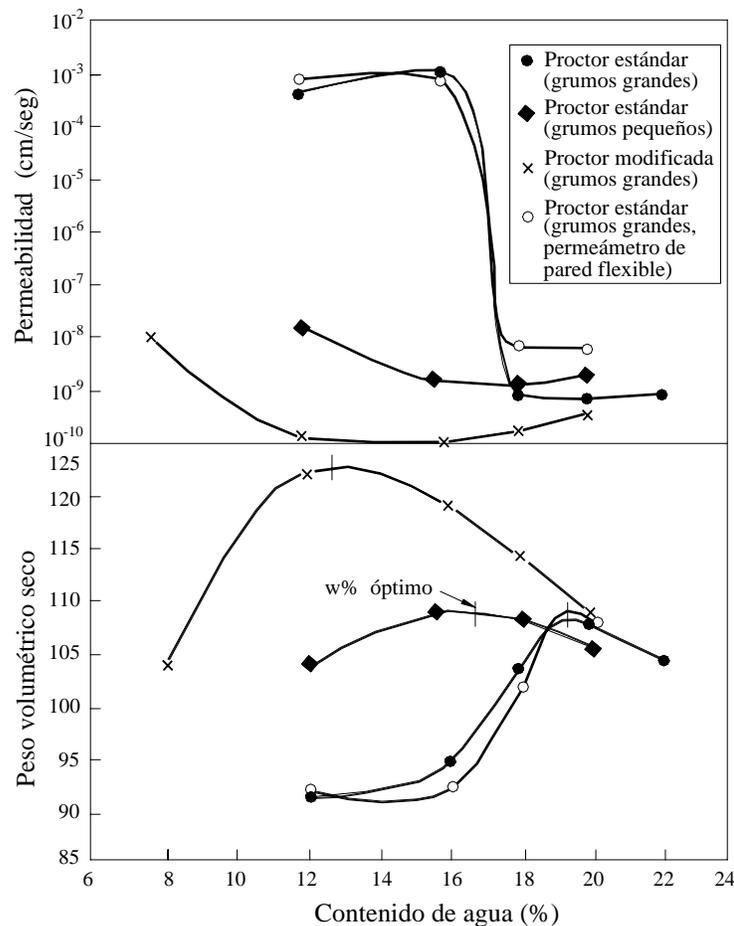


Figura 3.29. Influencia de los grumos y del contenido de agua en la permeabilidad de arcillas compactadas (Benson & Daniel 1990)

En los resultados de pruebas de laboratorio, Figura 3.29, se utilizó una muestra con grumos grandes (19 mm) la cual fue compactada con el esfuerzo de una prueba Proctor estándar, ASTM D698. Al ser comparada con una prueba de las mismas características, pero utilizando suelo con grumos pequeños (3.8 mm), se observan diferencias significativas tanto en la permeabilidad como en los contenidos de agua óptimo.

- *Tipo y peso de la maquinaria de compactación.* Mitchel *et al.* (1965) demostraron que el tipo de compactación y la energía usada influyen significativamente en la permeabilidad de suelos compactados. Con respecto al tipo de compactación, se encontró que la compactación por amasado produce menor permeabilidad que otros métodos de compactación. Esto sugiere que los rodillos pata de cabra son mejores, pues remoldean mejor los grumos. Aunque, en un estudio realizado por Auvinet & Espinosa (1981), se encontró que estos rodillos tienden a atascarse en el suelo cuando los contenidos de agua estaban 2 o 3 por ciento por encima del óptimo. En dicho estudio se recomienda usar tractores pesados (de granja) los cuales no se atascaban y además tenían un alto efecto de remoldeo del suelo.

En la Figura 3.30 se muestran algunas curvas de compactación con diferentes energías de compactación, comparándolas con curvas de permeabilidad en función del contenido de agua. De aquí se concluye que al aumentar la energía de compactación se obtienen permeabilidades menores y se confirma que a mayor contenido de agua, la permeabilidad también disminuye.

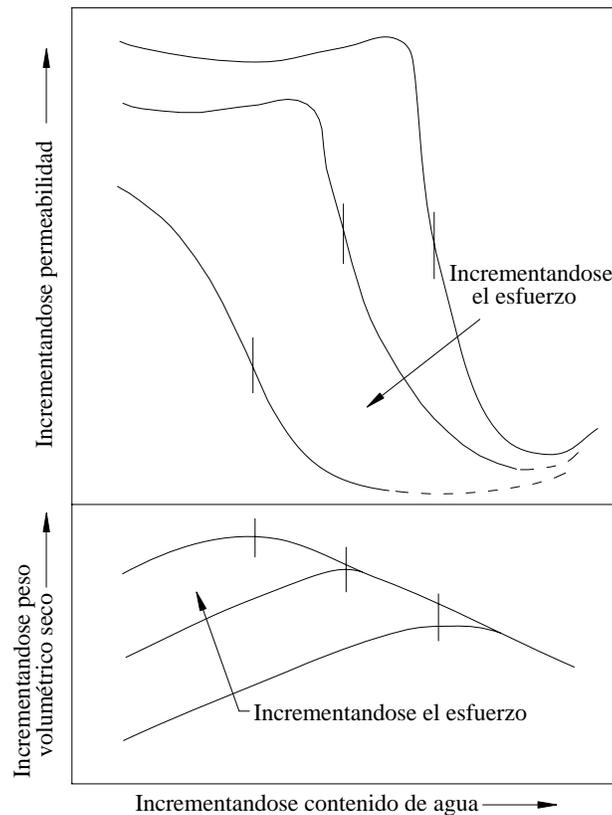


Figura 3.30. Influencia de la energía de compactación y del contenido de agua ante la permeabilidad de las arcillas compactadas (Elsbury *et al.*, 1990)

Una forma de asegurar mayor energía de compactación es utilizando capas delgadas durante la construcción, o bien, usando maquinaria más pesada o más número de pasadas.

- *Número de pasadas y su cobertura.* Como ya lo mencionamos, en laboratorio se ha comprobado que incrementando el esfuerzo de compactación se obtiene menor permeabilidad. En el campo, una manera de incrementar la energía es dando pasadas adicionales de la maquinaria. Otra manera es contabilizando la cobertura de los rodillos pata de cabra, es decir, el número de veces que se cubre toda el área de interés.

- *Tamaño de los grumos de suelo.* Como ya se mencionó, el tamaño de los grumos afecta significativamente en la permeabilidad del suelo, principalmente porque durante la construcción no se asegura que sean eliminados adecuadamente. La Figura 3.29 nos muestra la influencia del tamaño de los grumos con respecto a la permeabilidad. Como podemos observar, se tienen pruebas utilizando Proctor estándar y grumos pequeños y grandes. Cuando se trataba de grumos pequeños, la variación de la permeabilidad fue pequeña pero siempre estuvo por debajo de 1×10^{-7} cm/s. Mientras que cuando se utilizaron suelos con grumos grandes, la permeabilidad fue alta para contenido de agua por debajo del óptimo, ésta fue disminuyendo conforme se acercaba al óptimo, hasta alcanzar finalmente permeabilidades menores a 1×10^{-7} cm/s.

- *Peso volumétrico seco del suelo.* Es ampliamente conocido que esta propiedad del suelo es un parámetro importante en la construcción de suelos compactados. Herrmann & Elsbury (1987) observaron que las especificaciones de construcción generalmente requerían que el peso volumétrico seco del revestimiento cumpliera con el 95% del máximo peso volumétrico seco de la prueba Proctor estándar y con el 90% del máximo peso volumétrico seco medido con la prueba Proctor modificada.

- *Grado de saturación.* En algunos estudios realizados se compararon pruebas de campo y laboratorio (Elsbury *et al.*, 1990) y se encontró que la permeabilidad decrece conforme se incrementa el grado de saturación inicial. Además se concluyó que permeabilidades bajas (menores que 1×10^{-7} cm/s) fueron más comunes en suelos cuyo grado de saturación inicial esta entre los 35% – 100%. Desgraciadamente, los rangos son muy grandes, por lo que el grado de saturación inicial no puede ser tomado como un factor único para garantizar permeabilidades bajas.

▪ **Otras consideraciones durante la construcción**

- *Preparación del suelo.* Dentro de la preparación del suelo se incluye la mezcla y homogenización, así como la remoción de grava u otros materiales indeseables. También se toma en cuenta agregar o eliminar agua, de tal manera que se garantice la compactación y la permeabilidad requerida. Un aspecto importante de la mezcla del material, es garantizar que el contenido de agua sea homogéneo en todo el material. Auvinet & Espinosa (1981) recomiendan que para obtener un contenido de agua uniforme, es necesario mezclar muy bien el suelo cuando se le agrega el agua y además dejarlo curar por suficiente tiempo antes de su compactación.

- *Calidad de la construcción.* El control de calidad durante la construcción no tiene un impacto directo en la permeabilidad de un revestimiento, pero si lo tiene de manera indirecta. Además de ser una parte importante en el programa de construcción, del control de calidad depende

que se cumplan factores que sí afectan directamente la permeabilidad del revestimiento como son: el contenido de agua especificado, el espesor de las capas de compactación, el tipo de equipo que se utilice y el número de pasadas que se apliquen, entre otros. Se debe recordar como ya se mencionó antes, la importancia de estos factores y su adecuada aplicación durante la construcción de las barreras impermeables.

En Auvinet & Espinosa (1981) se describe brevemente el proceso constructivo de una laguna, la cual ha tendido buen desempeño.

c. Etapa posterior a la construcción

▪ Influencia del medio ambiente

Está comprobado que los cambios de temperatura pueden dañar un revestimiento, tal es el caso de la desecación (Daniel, 1984; Daniel & Wu, 1993) y de las heladas (Daniel, 1987). Por tales razones los revestimientos deben ser protegidos ante estas adversidades.

En zonas áridas, los suelos con altos contenidos de arcilla son compactados con humedades por encima del óptimo, asegurando así una permeabilidad mínima. El problema aparece cuando el suelo esta sujeto a sequía, pues durante esta época, el suelo se contrae, formando grietas que aumentan la permeabilidad y haciendo inadecuado el funcionamiento del revestimiento, Figura 3.31. La extensión y la profundidad de las grietas dependen de factores como la temperatura, la humedad y plasticidad de la arcilla.



Figura 3.31. Ejemplo del agrietamiento que puede ocurrir en arcillas compactadas cuando se secan (Daniel & Wu, 1993)

Cuando las lluvias de la temporada ocurren, el agua se filtra a través de las fisuras, causando la saturación y expansión de la superficie del talud en los bordos de la laguna; ocasionando también la reducción en el esfuerzo cortante. La falla más común es provocada por el flujo paralelo a la cara del talud. La falla ocurre si el esfuerzo cortante del lugar se hace igual al máximo esfuerzo cortante resistente del material del cual esta hecho el bordo.

La Figura 3.32 muestra tres cortes de un talud; la primera simula lo que pasa durante la temporada de sequía, donde se tienen altas temperaturas, provocando la desecación y agrietamiento del suelo; presentando además presión de poro negativa. La segunda figura muestra la temporada de lluvia, en la que se tiene un flujo paralelo al talud, además de que el suelo sufre expansiones y debilitamiento del esfuerzo cortante del material. Por último, en la tercer figura se presenta de manera aproximada el momento de la falla.

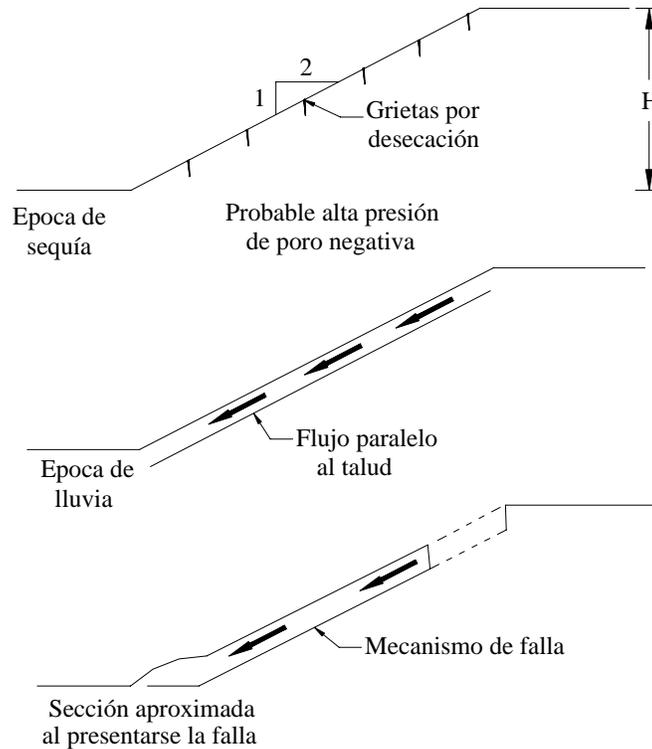


Figura 3.32. Sección transversal de un talud durante la temporada de lluvias y sequía

Para evitar estos problemas, se tienen algunas recomendaciones para la construcción de lagunas en suelos áridos (Daniel & Wu, 1993):

1. *Usar suelos ricos en arenas.* Las arenas arcillosas (SC) son capaces de combinar ciertos atributos al ser compactadas, como una baja permeabilidad y una baja compresibilidad que minimiza la contracción y por tanto el agrietamiento que tiene lugar cuando los suelos se secan. Si este tipo de suelo no está disponible en el lugar, se puede considerar el mezclar materiales arenosos locales con arcillas procesadas, como bentonita sódica o arcillas no expansibles (caolinita).
2. *Colocar el suelo dentro de los contenidos de agua mínimos recomendados y que se puedan tener en la práctica.* Se ha demostrado que algunos suelos pueden ser compactados relativamente secos, con energía de compactación alta y aún así alcanzar permeabilidades mínimas y potenciales de contracción mínimos. Cabe aclarar que para poder utilizar contenidos de agua bajos, se deben considerar otros factores como el tamaño de los grumos y la energía de compactación, de tal manera que se garantice el valor de permeabilidad requerido, Tabla 3.2.
3. *Tener especial cuidado con los sistemas de recubrimiento del suelo para su protección.* Se ha demostrado que los suelos que se secan, se expanden cuando son rehidratados (por lluvia u otros factores), pero no recuperan su permeabilidad original, sino que ésta aumenta, especialmente si los esfuerzos por sobrecarga son pequeños.
4. *Proteger el revestimiento de suelo.* Se ha demostrado que cubiertas de suelo o de geosintéticos ayudan a disminuir el potencial de contracción de los suelos en zonas áridas.

▪ **Resumen de factores a considerar en la construcción de suelos compactados**

Ya se ha mencionado que son muchos los factores, además del contenido de agua, los que se consideran para el diseño y construcción de suelos compactados, de tal manera que se garanticen valores pequeños de permeabilidad. Una forma que se ha utilizado para agrupar algunos de estos factores (permeabilidad, esfuerzo cortante y contracción del suelo) se muestra en la Figura 3.33, donde se observa una zona a la cual podemos llamar “aceptable”. Si los contenidos de agua con los que se pretende construir los revestimientos están dentro de esta zona, prácticamente se asegura que las permeabilidades serán menores a 1×10^{-7} cm/s; dependiendo claro, de la calidad de la construcción, de los factores ambientales a los que este expuestos y del tratamiento que se de al revestimiento. La obtención de los valores de éste rango aceptable, se explica a detalle por Daniel & Benson (1990).

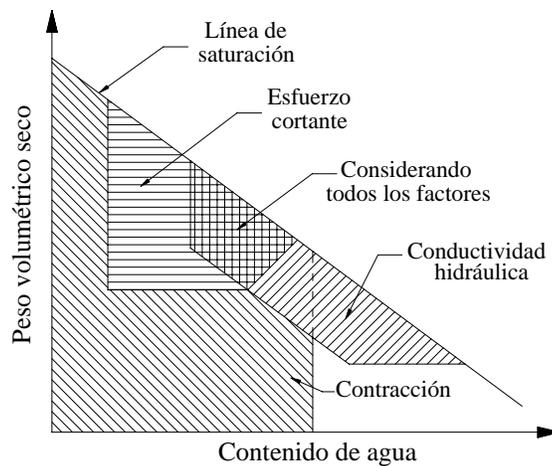


Figura 3.33. Zona aceptable, tomando en cuenta la permeabilidad, resistencia al corte y potencial de contracción (Daniel & Wu, 1993)

Se pueden enumerar tres lecciones claves que el ingeniero debe mantener en mente cuando se tiene el proyecto de construir una laguna de estabilización (Benson *et al*, 1999):

Lección 1. Es importante recordar que durante el diseño y construcción de lagunas, se deben llevar a cabo pruebas de permeabilidad del suelo representativo antes de la construcción, pues como sabemos, cada suelo es diferente. De esta manera, se elimina la posibilidad de considerar suelos inadecuados para la construcción de lagunas o en su caso, se previenen los problemas posibles dándole el tratamiento necesario al suelo.

Antes de realizar pruebas de laboratorio, se puede verificar la permeabilidad utilizando las propiedades índice y ecuaciones empíricas dadas por Boutwell & Hedge (1989) o Benson *et al.* (1994). Esto nos ayuda a evitar hacer pruebas más detalladas a suelos que de antemano sabemos que no cumplen con las características de permeabilidad requeridas. Es importante señalar que el diseño de lagunas no debe basarse sólo en el cálculo de permeabilidad por medios empíricos, sino también en pruebas de laboratorio y campo, Anexo A.

Lección 2. Evitar las especificaciones de compactación convencionales. Uno de los principales problemas durante el diseño es seguir las especificaciones convencionales para la compactación, basadas en un valor mínimo especificado de porcentaje de compactación, contenido de agua y peso volumétrico, Figura 3.34, lo que realmente no asegura que la permeabilidad obtenida este dentro del rango requerido. A pesar de que muchos artículos han salido al respecto, en general se sigue utilizando este método. Existen otras consideraciones más actuales como la que se presenta en la Figura 3.35, donde se delimita una zona tomando en cuenta la contracción que puede sufrir el suelo y un límite de ductilidad entre otras cosas. Más aún, se tiene la Figura 3.33, que presenta una zona más estricta donde se incluye la resistencia al corte y un límite de contracción más reducido. Para obtener estas zonas óptimas fue necesario un procedimiento de pruebas, el cual se explica detalladamente en Daniel & Benson (1990) y Daniel & Wu (1993).

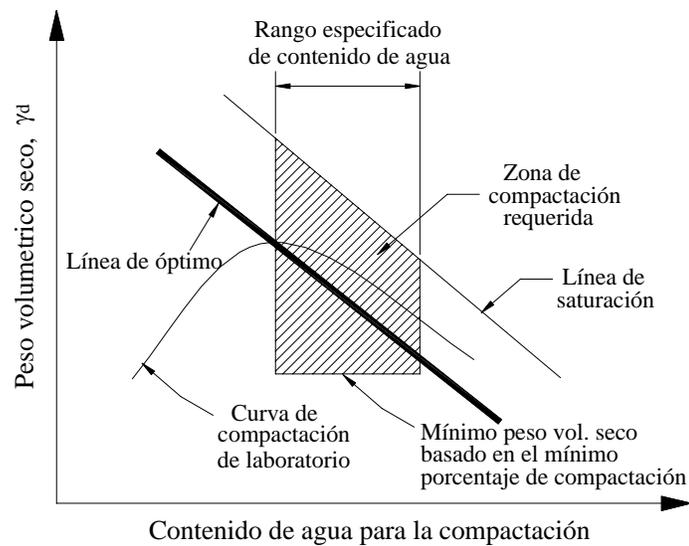


Figura 3.34. Especificación típica de compactación, no recomendada (Daniel & Benson, 1990)

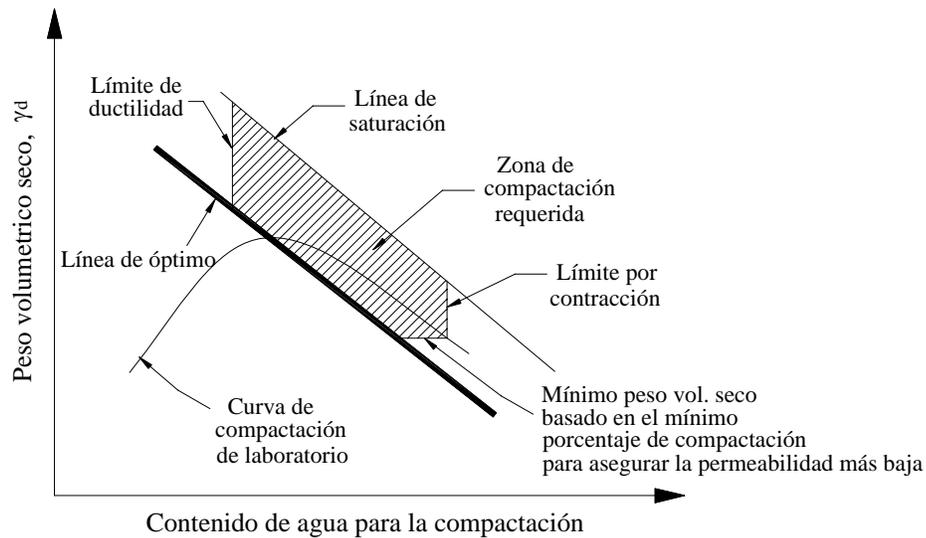


Figura 3.35. Especificación de compactación recomendada (Daniel & Benson, 1990)

Lección 3. La clave para alcanzar una permeabilidad en campo menor a 1×10^{-7} cm/s, es asegurando que al menos el 70 - 80% de los puntos $w-\gamma_d$, medidos en campo estén dentro o por encima de la línea de óptimos.

Otros artículos donde se exponen experiencias sobre el diseño y construcción de lagunas son Auvinet & Espinosa (1979), Auvinet (1983), Lara *et al.* (1986), Auvinet & Hiriart (1980) y Muñoz & Almanza (1992).

Por otro lado, en Alberro *et al.* (1985), Mendoza (1986) y Mendoza & Alberro (1992), se pueden encontrar datos muy interesantes a cerca del comportamiento de los suelos compactados y de los factores que influyen en las pruebas de compactación de suelos en laboratorio.

3.3.4. Impermeabilización con geosintéticos y combinación con arcilla

Los geosintéticos son materiales elaborados con polímeros, los cuales se desenvuelven en seis grandes funciones: separación, refuerzo, filtración, drenaje, protección e impermeabilización. La familia de los geosintéticos esta compuesta por (Morales, 2000):

1. *Geotextiles:* Forman el grupo más amplio dentro de los geosintéticos. Son materiales de construcción flexibles y permeables a los fluidos; están hechas de fibras sintéticas tejidas o no tejidas. Son capaces de retener partículas de suelo mayores al tamaño de sus poros; han sido diseñados y empleados para trabajos de ingeniería civil. Entre sus aplicaciones se encuentra la separación, refuerzo, filtración (sección 3.2.4), drenaje, impermeabilización (cuando se impregna con asfalto) y protección.
2. *Geomembranas:* Recubrimientos sintéticos impermeables a fluidos y partículas; se utilizan en ingeniería geotécnica como recubrimientos en lagunas o depósitos sanitarios, donde se pretende reducir al máximo la permeabilidad del suelo. Son materiales impermeables, delgados, en forma de sabana de hule o plástico.
3. *Georedes:* Son un pequeño pero importante grupo dentro de los materiales geosintéticos. Están formados por una red de plástico con aberturas muy grandes, las cuales pueden ser en forma de elipse, cuadradas o rectangulares, dependiendo de las propiedades físicas que se requieran. Generalmente funcionan de dos maneras, como separación y como refuerzo, siendo esta última la aplicación más común.
4. *Geomallas:* Están formados por una extrusión continua de costillas de polímeros, con ángulos agudos. Cuando estas costillas se encuentran separadas, se forman aberturas relativamente grandes, configurando una malla. Su principal función es la de drenaje, pues poseen altos valores de transmisibilidad. En combinación con los geotextiles forman un nuevo producto, denominado geodrén, utilizado con éxito en muros y drenes transversales de aeropuertos y aeropistas.
5. *Geocompuestos:* Consisten en la combinación de dos o más geosintéticos como: geotextil y geored; geomembrana y geored, geotextil, geored y geomembrana, entre otros. Dentro de las principales funciones se encuentran: separación, refuerzo, filtraciones, drenaje, impermeabilización, etc.
6. *Productos relacionados:* Son aquellos similares a los geotextiles o a geomembranas pero que no se apegan a las definiciones anteriores; estos productos pueden ser geoceldas, clay-liners, geopanales, geobloques, geotubos, geoceldas, etc.

Los geoproductos se aplican a una amplia variedad de obras, como taludes y muros de contención, terraplenes en suelos blandos, control de erosión, almacenamientos, cortinas de presas, canales, vías de comunicación, sistemas de filtración y drenaje, así como en la disposición de residuos líquidos y sólidos como son las lagunas y los rellenos sanitarios.

Las geomembranas pueden ser utilizadas como recubrimientos impermeables, el problema es que su colocación debe ser muy cuidadosa, pues son membranas delgadas que fácilmente pueden romperse. Últimamente es más común utilizar como sistema de revestimiento una combinación de geosintéticos (geotextil o geomembrana) y arcilla; este sistema es conocido por sus siglas en inglés como GCL's (Geosynthetic Clay Liners). Básicamente existen dos tipos de estos GCL's; el primero es una combinación de dos geotextiles que envuelven a una capa delgada de bentonita, Figura 3.36a; el segundo tipo es una geomembrana unida a una capa de bentonita, Figura 3.36b. Aunque también se puede tener algunas modificaciones, como el agregar uniones, Figura 3.36c o una membrana impermeable delgada, Figura 3.36d.

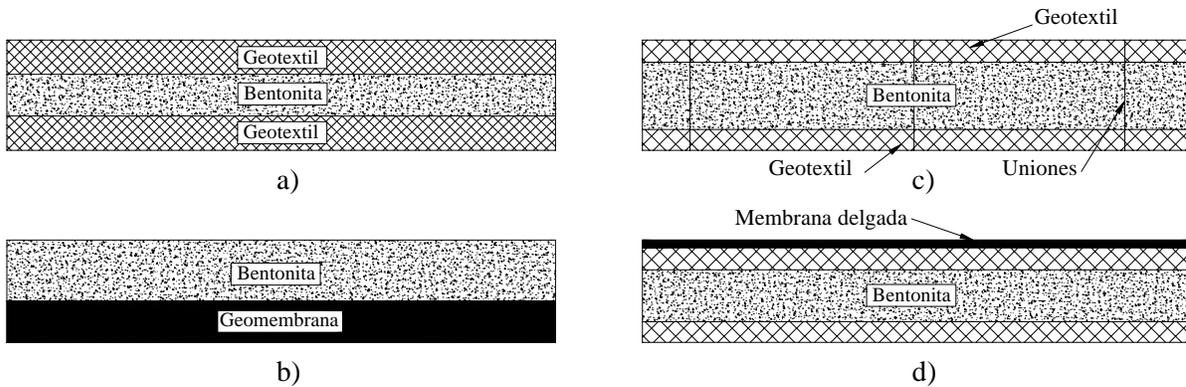


Figura 3.36. Ejemplo de los tipos básicos de GCL's (LaGatta, et al, 1997)

Comercialmente son varios las marcas o tipos de GCL's que existen. A continuación se muestran algunas de las combinaciones más típicas. La Figura 3.37a se conoce como Bentofix® y Bentomat®, mientras que las Figuras 3.37b y 3.37c son Claymax® 200 R y Claymax® 500 SP respectivamente; por último, se tiene a la marca Gundseal® que corresponde a la Figura 3.37d.

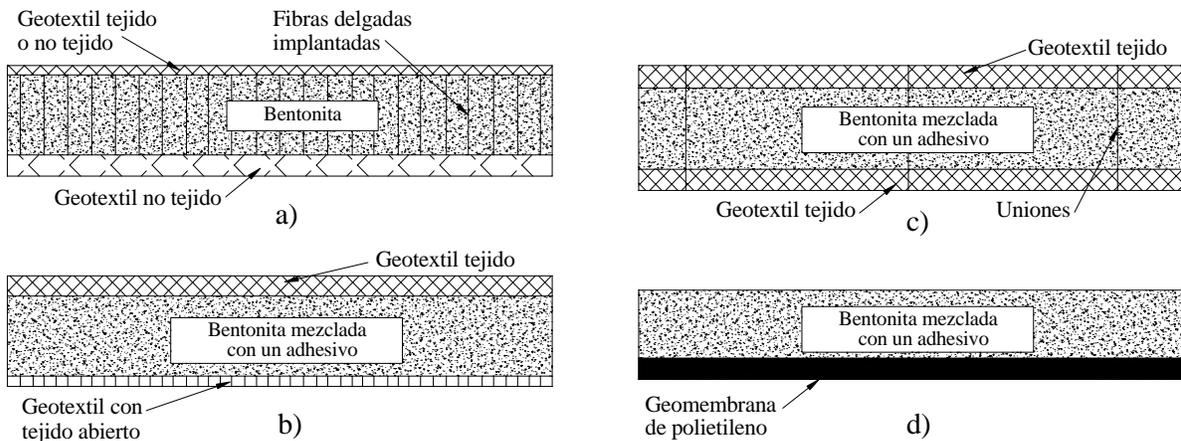


Figura 3.37. Ejemplo de los tipos comerciales de GCL's (LaGatta, et al, 1997)

Este tipo de barrera impermeable es efectiva, aunque algunas veces se tienen problemas principalmente por las uniones, que es por donde se puede infiltrar el agua. Un ejemplo de las recomendaciones mínimas de empalme para algunos geosintéticos se muestra en la siguiente figura:

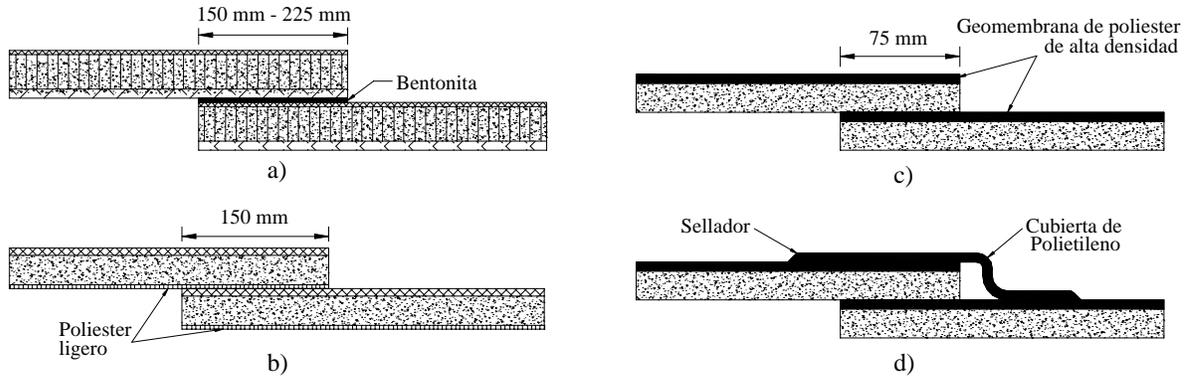


Figura 3.38. Ejemplos típicos de empalme de GCL's (Estornell & Daniel, 1992)

Un ejemplo de la colocación de un recubrimiento de arcilla y geosintético (GCL's) se presenta en la siguiente figura:



Figura 3.39. Ejemplo de colocación de una geomembrana en una laguna.

- **Influencia del clima en el comportamiento de los recubrimientos de geosintéticos y arcillas, GCL's.**

Los recubrimientos de arcilla y geosintéticos (GCL's) también están sujetos a cambios potenciales en la permeabilidad, debido a los cambios de temperatura. Investigaciones realizadas por Boardaman & Daniel (1996) indican que la arcilla que forma parte del revestimiento, sufre agrietamientos durante la desecación; pero de igual forma se recupera durante la expansión ocasionada por la rehidratación.

▪ Anclaje de los revestimientos de arcilla y geosintético, GCL's

Para asegurar la estabilidad de estos revestimientos, es necesario anclarlos a la corona del talud, en las Figuras 3.40a y 3.40b se muestra un detalle de esto. También es recomendable colocar una capa de suelo como cubierta, para evitar la erosión o el daño de los geosintéticos por los efectos ambientales.

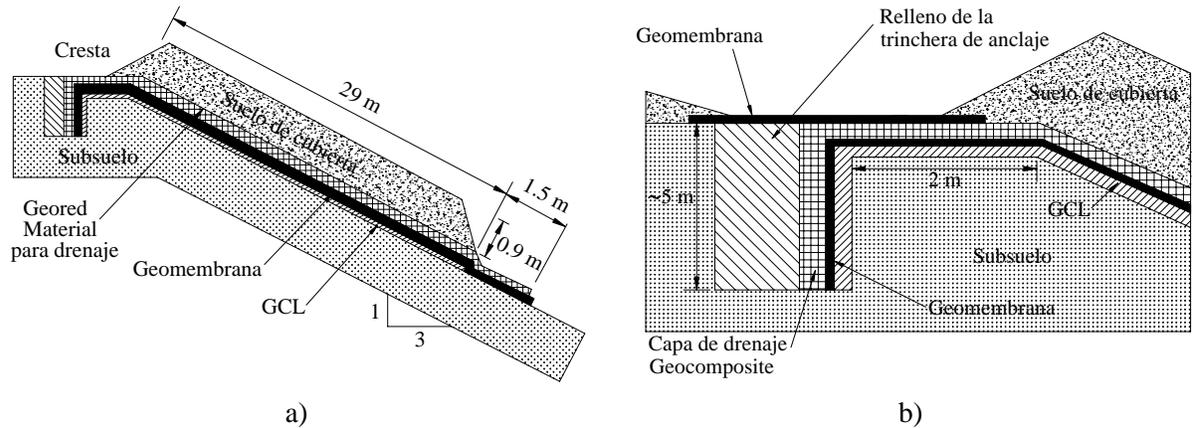


Figura 3.40. Ejemplo típicos de anclaje y cubierta utilizando GCL's (Daniel & Koerner, 1998)

Si se decide colocar revestimientos flexibles para controlar los problemas de impermeabilización, el diseño debe ser por especialistas; además, durante la instalación se deben tener en cuenta varios aspectos. Entre los principales se encuentra el hecho de que se deben colocar sobre estructuras estables y superficies tersas (concreto, suelo, suelo-cemento, etc.) que eviten la creación de orificios. También se deben colocar subdrenes y las membranas se deben anclar a la corona del talud.

CAPITULO 4

PRINCIPIOS DE SUELOS NO SATURADOS Y SU APLICACIÓN EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

4.1. Generalidades de suelos no saturados

Como se explica en capítulos anteriores, los bordos de las lagunas de estabilización son construidos principalmente de materiales arcillosos. Hasta el momento, el diseño de estas estructuras se ha basado en los conocimientos de la mecánica de suelos clásica, la cual se fundamenta en suelos totalmente saturados; es decir, en el suelo que se encuentra por debajo del nivel de agua freática. Lo cierto es, que cuando se construye y opera un bordo con estas características, su comportamiento esta dividido entre suelos totalmente saturados y suelos parcialmente saturados, siendo estos últimos los que se encuentran por encima del nivel freático o de la línea de saturación; a estos suelos también se les conoce como suelos no saturados.

Entre los suelos saturados y no saturados, existen tanto similitudes como diferencias; éstas últimas causan impacto especialmente en la correcta asignación de las propiedades del suelo. En este capítulo se pretende dar una introducción de las diferentes propiedades del suelo desde el punto de vista de suelos parcialmente saturados.

Un punto clave que muestra la relevancia del estudio de suelos parcialmente saturados dentro de un proyecto de lagunas de estabilización, son las deformaciones volumétricas que sufren estos suelos al modificarse su grado de saturación, provocándose expansiones o colapsos; ambos considerados como procesos de inestabilidad estructural, Anexo B.

Otro punto importante, es que durante la construcción de los bordos la humedad utilizada será establecida en el diseño, pero el suelo no estará saturado ni antes ni después de la compactación. Aunado a esto, una vez que la obra esta en operación se inicia un proceso de hidratación y de flujo de agua a través de la estructura de tierra, lo que puede provocar condiciones inestabilidad. Cuando el flujo se vuelve estable, una parte del bordo esta completamente saturado, mientras que otra parte permanecerá parcialmente saturada. Ésta última zona se refiere a la corona y a los taludes expuestos directamente al aire; aquí se tendrán además perdidas de humedad, especialmente durante el día cuando actúa la luz solar. Todo esto forma en la estructura del bordo un flujo de agua que va de la zona de mayor contenido de humedad a la de menor contenido, Figura 4.1.

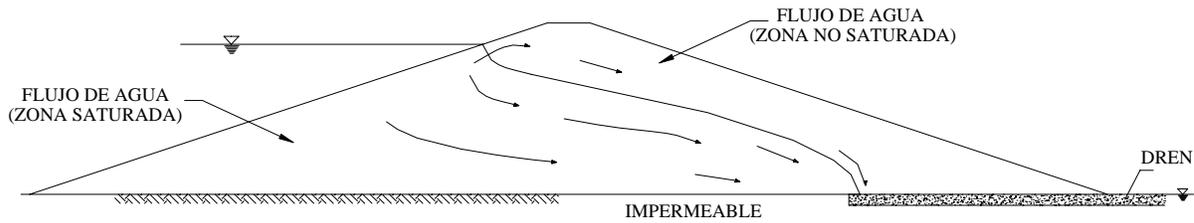


Figura 4.1. Ejemplos de flujo de agua en suelos parcialmente saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Por otro lado, cuando se tienen épocas de estiaje o cuando es necesario vaciar la laguna para mantenimiento o por algún problema que se presente, se provoca que la estructura pierda humedad, principalmente en las zonas externas como corona y taludes, favoreciéndose con esto la aparición de grietas. A su vez, al presentarse lluvia el agua penetra cambiando las condiciones de flujo y afectando la integridad de la estructura. Con esto se explica la importancia de proteger los taludes del bordo ante la evaporación y erosión, sección 3.2.3.

4.1.1. Naturaleza y presencia en México de suelos no saturados

Teniendo en cuenta su origen, los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales. Dentro de las formaciones naturales se encuentran los suelos sedimentarios (eólicos, aluviales, coluviales, etc.), los residuales lateríticos y saprolíticos, entre otros. Los suelos sedimentarios por ejemplo, muchas veces depositados en ambientes acuosos, quedan saturados inicialmente pero posteriormente son desecados debido a las circunstancias ambientales; los suelos residuales lateríticos y saprolíticos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz, y pueden llegar a ser saturados o parcialmente saturados, dependiendo de las condiciones climáticas. Por otra parte, dentro de los suelos artificiales se encuentran los suelos compactados, extensamente utilizados en obras de tierra como presas, terraplenes y lagunas artificiales (Barrera & Garnica, 2002).

Como se puede ver, las condiciones climáticas juegan un papel importante en la formación de suelos no saturados. La existencia de estos suelos es muy común en zonas áridas o semiáridas, en las cuales la evapotranspiración supera la infiltración, por lo que el agua no ocupa todos los huecos entre partículas como en los suelos saturados. En la Figura 4.2 se muestra el efecto que tiene el clima en el perfil de presión de poro en el suelo cercano a la superficie.

Aproximadamente un tercio de la superficie terrestre está considerada como árida o semiárida, es decir, estas zonas, Figura 4.3, presentan un nivel freático profundo y los cambios de presiones neutras favorecen la aparición de fenómenos de colapso y expansividad (Fredlund & Rahardjo, 1993)

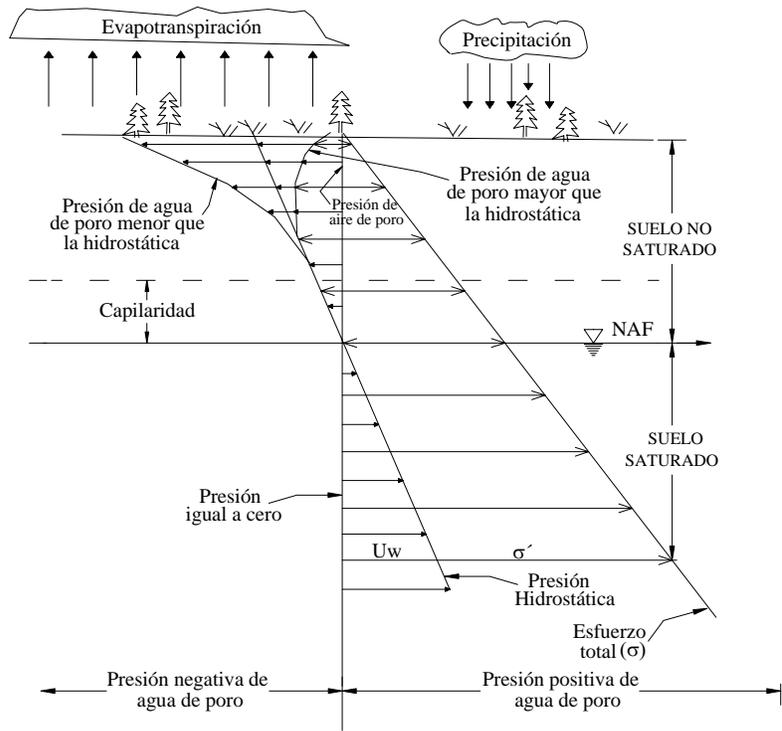


Figura 4.2. Efecto de las condiciones climáticas en el perfil de presión de poro del suelo cerca a la superficie (Rowe, 2001)

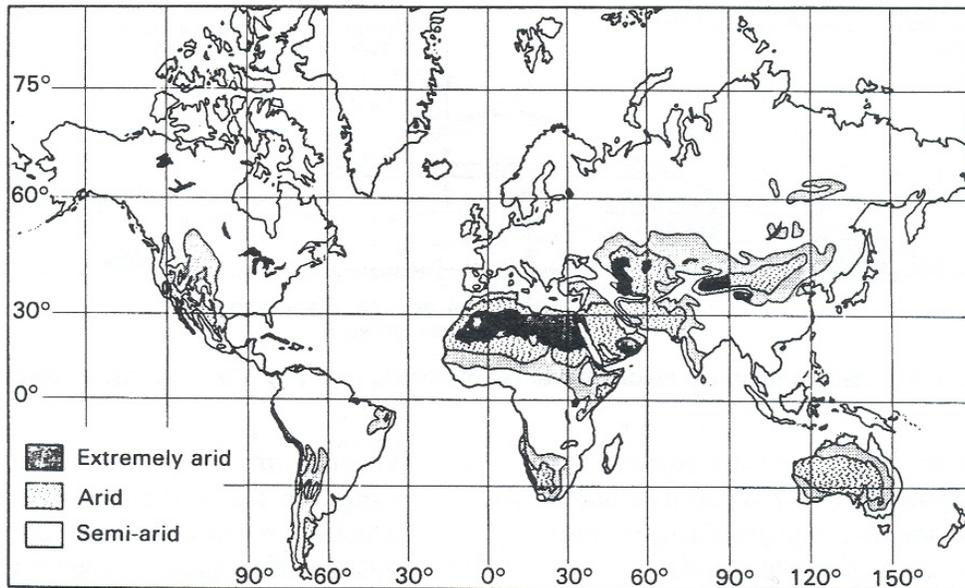


Figura 4.3. Zonas en el mundo con climas extremadamente áridos, áridos y semiáridos (Fredlund & Rahardjo, 1993)

En México hay una gran diversidad de climas, pero cerca del 50% de la superficie continental presenta climas secos, 40% cálidos y templados, ambos subhúmedos y el restante húmedo, cálido y templado, Figura 4.4.

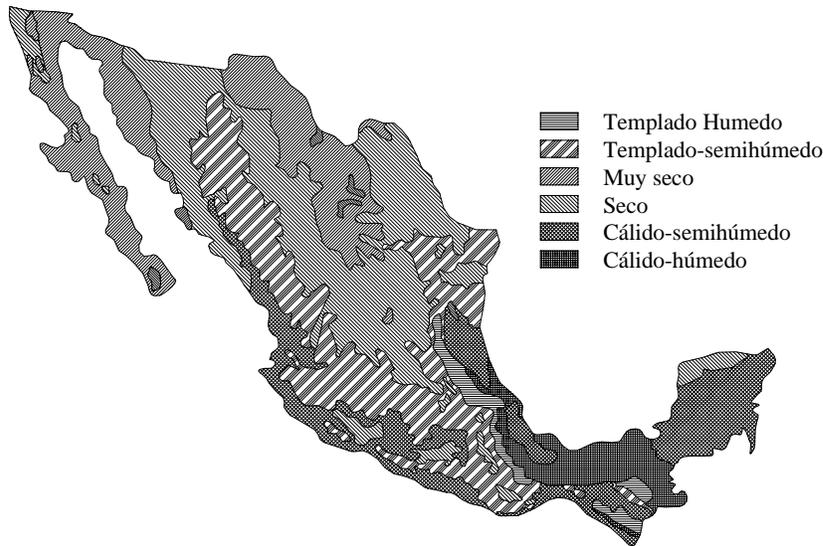


Figura 4.4. Representación gráfica de los distintos climas de México (INEGI, 2005)

En la Figura 4.5 se muestran las zonas en México que han presentado problemas con suelos expansivos y en la Tabla 4.1 se incluyen datos meteorológicos de varias ciudades de la República donde se han presentado suelos expansivos; como se observa, en estos sitios la precipitación media anual es menor que la evaporación media anual.

4.1.2. Fases de un suelo parcialmente saturado

Como se sabe, los suelos totalmente saturados están compuesto por dos fases: sólida y líquida, mientras que los suelos parcialmente saturados son un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases. Sin embargo, autores como Fredlund & Rahardjo (1993) han propuesto una cuarta fase, la interfase entre el aire y agua. Suponen que esta interfase, formada por una película delgada, tiene propiedades de una membrana elástica, la cual interactúa con los granos de suelo influyendo en su comportamiento mecánico. Es común despreciarla cuando se analizan cambios de volumen, pero no así en el análisis de esfuerzos. En la Figura 4.6 se muestra un diagrama explicativo de las distintas fases del suelo tanto saturado como no saturado. Las fases del suelo son:

1. *Fase sólida.* Se refiere a las partículas de suelo, las cuales juega un papel importante en el comportamiento, especialmente durante la compactación.
2. *Fase líquida.* La compone fundamentalmente el agua; ésta se puede clasificar en tres tipos:
 - *Agua higroscópica,* la cual esta adsorbida en la partícula o formando parte de la capa doble difusa, además no puede ser separada por acciones hidrodinámicas.
 - *Agua capilar,* se presenta condicionada por las fuerzas capilares del suelo.
 - *Agua gravitacional,* puede ser separada en condiciones de drenaje libre por gravedad.

TABLA 4.1 DATOS METEOROLÓGICOS DE CIUDADES DE LA REPÚBLICA MEXICANA DONDE PUEDEN PRESENTARSE SUELOS EXPANSIVOS (ZEPEDA, ET AL., 2004)

Estación	Tempera media anual (°C)	Precipitación media anual (mm)	Evapotranspiración anual (mm)	Evaporación potencial media anual (mm)	Diferencia entre evaporación potencial media y precipitación media anual
(Baja California)					
Mexicali	22.2	66.0	69.5	2 122	2 056
Tijuana	16.8	211.2	216.8	1 459.2	1 248
(Colima)					
*Colima	24.8	934.4	850.0	2 142.4	1 208
(Chiapas)					
*Comitán	18.2	1 034.5	758.8	1 506.5	472
Tuxtla Gutierrez	24.7	936.6	867.9	1 618.6	655
(Durango)					
Durango	17.5	410.0	397.1	2 264	1 854
(Guanajuato)					
*Guanajuato	17.9	654.1	574.3	2 234.1	1 580
León	19.2	633.7	574.5	2 944.7	2 312
(Guerrero)					
Chilpancingo	21.4	834.4	-	1 643.5	809.1
(Hidalgo)					
Tula	17.6	591.8	531.1	1 711.8	1 120
(México)					
*Toluca	12.7	792.9	544.5	1 640.9	848
(Michoacán)					
Morelia	17.6	784.4	640.4	1 950.4	1 166
*Zamora	20.4	769.1	677.6	2 056.1	1 287
(Morelos)					
Cuernavaca	20.7	1 154.5	874.7	1 783.5	629
(Nuevo León)					
*Monterrey	22.1	578.3	558.4	2 103.3	1 525
(Oaxaca)					
*Oaxaca	20.6	653.0	603.2	2 022	1 369
(Querétaro)					
Querétaro	18.7	589.9	540.6	2 000	1 410.1
*San Luis del Río	16.6	474.7	510.4	1 632.7	1 057
(Sinaloa)					
Culiacán	24.9	663.8	646.7	2 154.8	1 491
*Guamuchil	24.4	554.9	554.8	2 450.9	1 895
(Sonora)					
Hermosillo	24.2	252.6	263.2	2 273.6	2 021
Navojoa	24.9	377.7	-	2 693.2	2 314.5
(Tamaulipas)					
Cd. Victoria	24.1	873.9	-	1 853.4	1 014.5
Soto la Marina	24.1	623.4	608.0	2 000	1 376.6
*Tampico	24.3	1 022.2	884.7	1 470.2	448

* Ciudades en donde se podrían presentar suelos expansivos, aunque no se dispone de información que permita asegurarlo

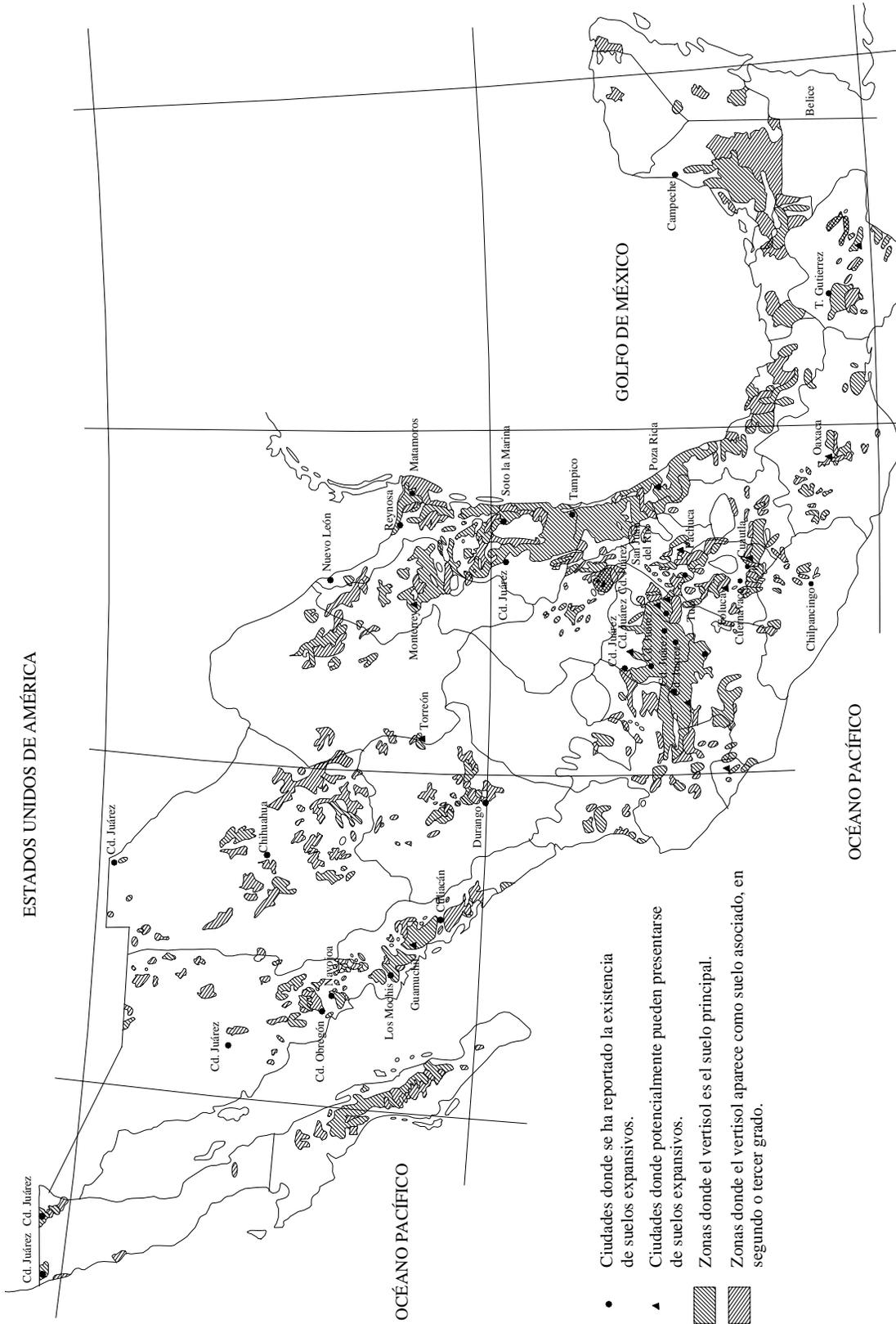


Figura 4.5. Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana (Zepeda, et al., 2004)

Las dos últimas son las que se pueden mover por acciones hidrodinámicas y es conocida como agua libre (Lambe, 1958b). El agua puede contener sales disueltas que también influyen en el comportamiento del suelo, provocando notables variaciones volumétricas o de resistencia (Skempton & Northey, 1952).

3. *Fase gaseosa.* Está principalmente compuesta por aire. Entre sus principal características, como es bien sabido, se encuentran su compresibilidad en contraste con la incompresibilidad del agua y de los sólidos.

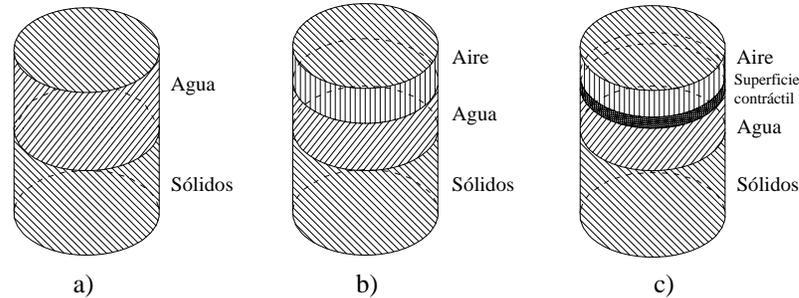


Figura 4.6. Diagrama de fases del suelo: a) suelo saturado, b) suelo no saturado, c) suelo no saturado en su diagrama de fases riguroso

4.1.3. Definiciones importantes en suelos parcialmente saturados

Dentro de los suelos no saturados existen algunos conceptos cuyas definiciones se deben conocer para poder entender claramente los procesos que se tienen en este tipo de suelos; éstas definiciones son la capilaridad y tensión superficial, succión, curva característica suelo-agua y relaciones gravimétricas y volumétricas.

▪ Capilaridad y tensión superficial

La tensión superficial se desarrolla en la superficie de un líquido y se representa como una tensión aparente producida en una membrana elástica (la cual no existe). La ecuación que representa la tensión superficial es en suelos saturados o no saturados (Zepeda, 2004):

$$\Delta P = (u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R} \quad (4.1)$$

donde,

ΔP , diferencia de presiones

$u_a - u_w$, diferencia de la presión de poro del aire y presión de poro del agua

T_s , tensión superficial

R , radio del menisco

Por otro lado, la capilaridad es la capacidad de un líquido de ascender por medio de un tubo capilar o por espacios pequeños, en el suelo esto ocurre a través de los pequeños espacios que se forman entre las partículas sólidas. La ecuación 4.2 indica la máxima altura o altura capilar a la que puede ascender un líquido. Esta ecuación está en función de la tensión superficial, del radio del tubo capilar y del peso volumétrico del agua, Figura 4.7 (Zepeda, 2004):

$$h_c = \frac{2T_s \cos \alpha}{r\gamma_w} \quad (4.2)$$

Explicaciones más detalladas sobre estos fenómenos se pueden encontrar en Juárez (2002).

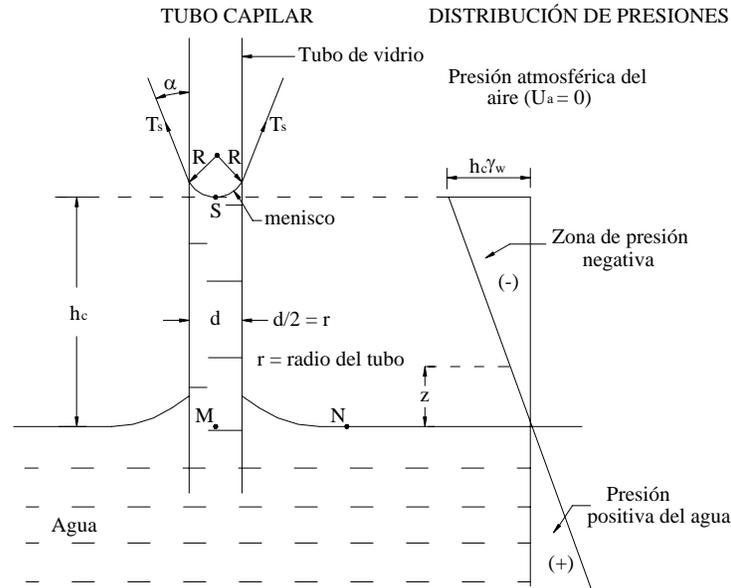


Figura 4.7. Ascensión capilar del agua y estado de tensión del agua existentes en un tubo capilar (Zepeda, 2004)

▪ Succión

De acuerdo al Comité de la Sociedad Internacional de Ciencias del Suelo, la succión mátrica se define como “la presión de poro negativa, relativa a la presión externa de un gas sobre el agua del suelo, para la cual una solución idéntica en composición con la solución del suelo debe equilibrarse a través de una pared de membrana porosa con el agua en el suelo” (Zepeda, 2004). De otra manera, se puede definir a la succión del agua del suelo (presión negativa) como la intensidad con la que las partículas sólidas atraen a las moléculas de agua, las cuales quedan sujetas por absorción.

El agua del suelo está sujeta a diversos factores que la afectan, por lo que el potencial total del agua de suelo puede expresarse como la suma de la contribución separada de estos factores (Zepeda, 2004):

$$\Psi_t = \Psi_g + \Psi_m + \Psi_o + \dots \quad (4.3)$$

donde,

Ψ_t , potencial total o succión total

Ψ_g , potencial o succión gravitacional

Ψ_m , potencial de presión o succión mátrica

Ψ_o , potencial o succión osmótica

Los puntos suspensivos indican la posibilidad de tener, teóricamente, términos adicionales.

Ahora bien, los diferentes tipos de succión se definen como sigue (Zepeda, 2004):

- *Succión gravitacional.* Este potencial de agua del suelo se determina como la elevación de un punto en estudio respecto a un nivel de referencia arbitrario, por lo que el potencial gravitacional depende únicamente de la elevación relativa. En términos de energía potencial, por unidad de masa, se expresa como:

$$\psi_g = gZ \quad (4.4)$$

Y en términos de energía potencial, por unidad de volumen, como:

$$\psi_g = \rho_w gZ \quad (4.5)$$

donde,

ρ_w , densidad del agua

g , aceleración de la gravedad

Z , posición de un punto desde un nivel de referencia

- *Succión mátrica.* Cuando el agua de suelo esta bajo una presión mayor que la atmosférica, se considera un potencial de presión positivo, esto ocurre con el agua en el suelo por debajo del nivel freático. Cuando la presión es menor que la atmosférica el potencial de presión se toma como negativo (agua encima del nivel freático); a este potencial de presión negativo se le conoce como potencial mátrico o succión matricial, la cual resulta de las fuerzas capilares y de adsorción. La succión mátrica es consecuencia tanto del fenómeno capilar como de la adsorción, dependiendo del tipo de suelo de que se trate, Figura 4.8; en suelos arcillosos el factor más importante es la presencia de agua adsorbida y la formación de meniscos cóncavos, mientras que en suelos granulares esto es poco relevante, pero sí lo son los efectos capilares.

La succión mátrica indica la diferencia entre la presión de poro del aire y la presión de poro del agua, por lo que se puede representar como: $(u_a - u_w)$ donde u_a es la presión de poro del aire y u_w es la de agua de poro.

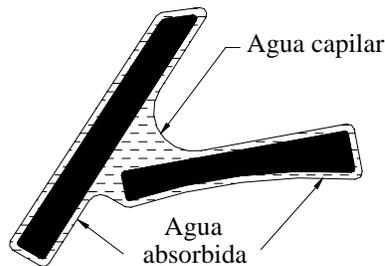


Figura 4.8. Agua en un suelo parcialmente saturado, sujeta a la capilaridad y a la adsorción, que al combinarse producen la succión mátrica (Zepeda, 2004)

- *Succión osmótica.* Se refiere al efecto que tiene la presencia de sales en el agua del suelo. Estas sales afectan las propiedades termodinámicas, disminuyen la energía potencial del agua y bajan la presión de vapor de agua del suelo. El efecto osmótico es importante en la interacción entre las raíces de las plantas y el suelo, así como en el proceso que involucra la difusión de vapor.

En la Figura 4.9 se muestra un sistema de equilibrio isotérmico, donde la succión mátrica es la diferencia de presión a través de una membrana que separa el agua con las sales en disolución del suelo y la masa de suelo húmedo; la membrana no permite el paso de sólidos o aire. La succión osmótica por otro lado, es la diferencia de presión a través de una membrana semipermeable separando agua pura de la que contiene el suelo con su concentración de sales en disolución. Una membrana ideal semipermeable es permeable al agua únicamente.

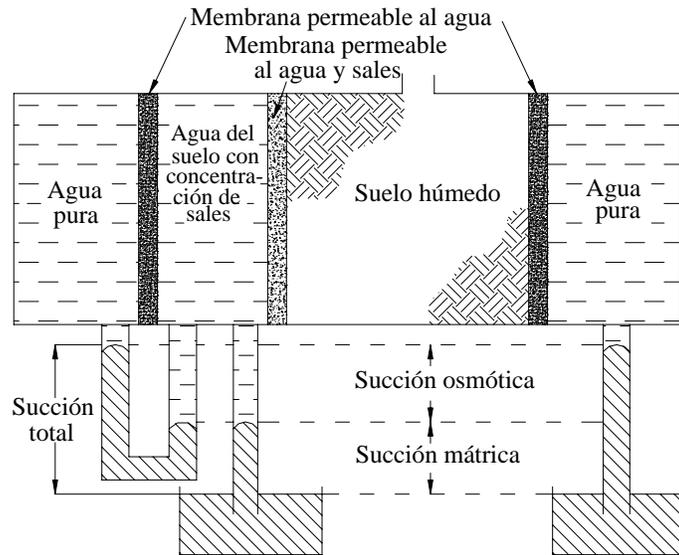


Figura 4.9. Diagrama de un sistema en equilibrio isotérmico, representando la succión mátrica y osmótica de manera separada y combinada (Zepeda, 2004)

Las técnicas de laboratorio para la obtención de la succión pueden ser encontradas en Zepeda (2004), Fredlund & Rahardjo (1993), Barrera & Garnica (2002) y Pérez (2002).

- **Curva característica suelo-agua.**

La curva característica suelo-agua, también conocida como la curva de retención de agua es la relación entre la cantidad de agua en el suelo y la succión del suelo (tensión en el suelo), Figura 4.10. La succión se traza en el eje horizontal en escala logarítmica, aunque los valores en la gráfica son positivos, se debe recordar que la succión representa una presión de agua negativa. La cantidad de agua en el suelo se dibuja en escala aritmética en el eje vertical y es generalmente tomada en términos del contenido de agua volumétrica, θ , pero también se puede expresar como el contenido de agua gravimétrico, ω , o grado de saturación, S_r , (Rowe, 2001). La definición de estos parámetros se da más adelante en relaciones gravimétricas y volumétricas.

Existen expresiones matemáticas para definir la curva característica; estas ecuaciones pueden ser encontradas en referencias como Fredlund & Rahardjo (1993), Rowe (2001) y Zepeda (2004), así como mayor información sobre el tema.

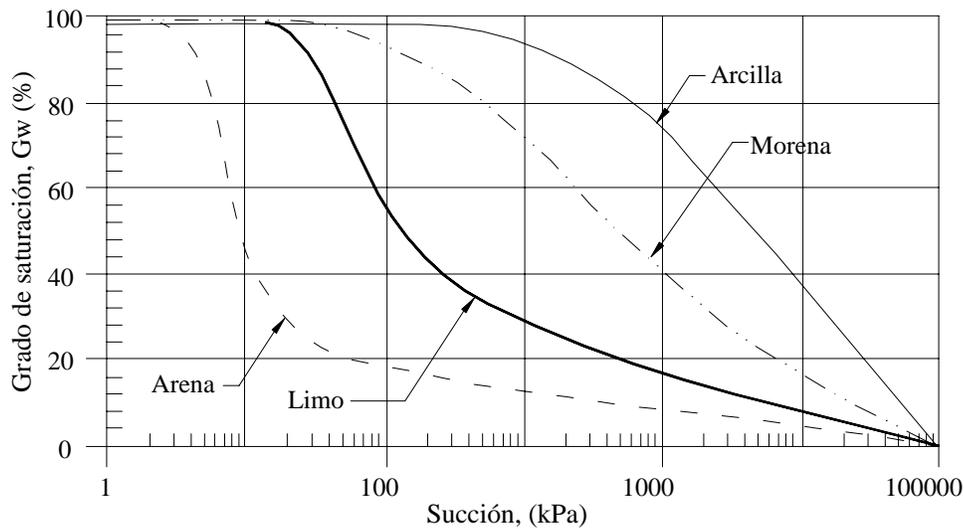


Figura 4.10. Curvas características suelo-agua para diferentes tipos de suelo (Rowe, 2001)

En la curva característica suelo-agua se puede observar el proceso de desecación que sufre un suelo, el cual se puede dividir en tres etapas: etapa del efecto de frontera, etapa de transición, etapa residual de no saturación, Figura 4.11. La primera etapa se presenta desde la saturación total del suelo hasta el valor de entrada de aire; en esta etapa el suelo está esencialmente saturado hasta que se tiene un valor de succión en el suelo ($u_a - u_w$) o un valor de entrada de aire. Las propiedades del suelo permanecen constantes hasta el punto donde termina esta etapa; es decir, donde se presenta el cambio de pendiente de la curva, donde se observan pequeños cambios en los contenidos de agua.

Cuando se entra en la etapa de transición el suelo sufre desecación; mientras se incrementa la succión, el contenido de agua decrece. En esta etapa las propiedades del suelo dejan de ser constantes. Las propiedades del suelo son ahora función de la succión o del esfuerzo en el suelo y son llamadas propiedades de los suelos no saturados. La forma de predicción de la permeabilidad en base a la curva característica suelo-agua se explica a detalle en Fredlund & Rahardjo (1993).

Eventualmente, los grandes incrementos en la succión llevan a que los cambios en el contenido de agua disminuyan, hasta que el agua de los poros permanece prácticamente inmóvil. Esta etapa es conocida como etapa residual de no saturación y el movimiento que se presenta es principalmente como vapor de agua. El contenido de agua al principio de esta etapa se denomina contenido residual de agua.

Cuando se tiene un proceso de humedecimiento se presentan las mismas etapas. En la Figura 4.12 se ilustran las curvas en las etapas de absorción y desorción, así como los puntos más importantes dentro de estas curvas.

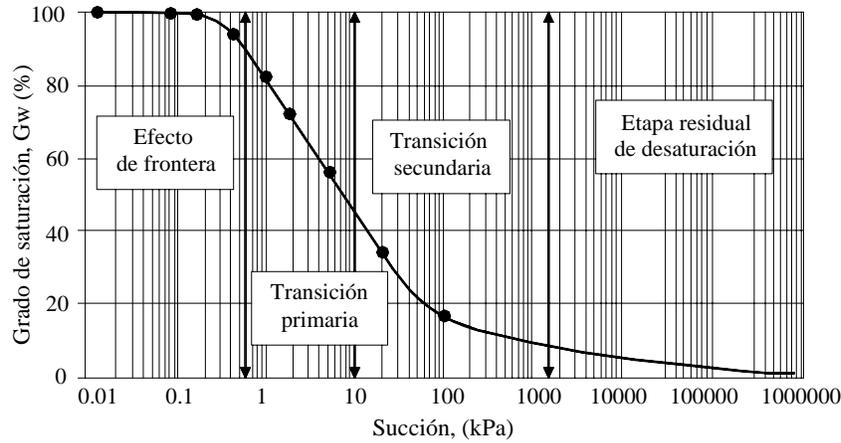


Figura 4.11. Curva característica suelo-agua con los diferentes estados de desecación (Rowe, 2001)

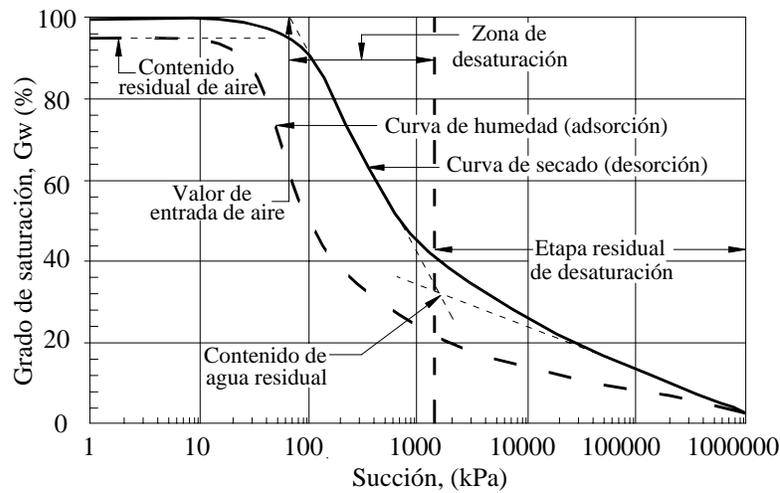


Figura 4.12. Definición de variables asociadas con la curva característica suelo-agua (Rowe, 2001)

▪ **Relaciones gravimétricas y volumétricas**

Las relaciones volumétricas y gravimétricas nos ayudan en la aplicación y desarrollo teórico de la Mecánica de Suelos. En la Figura 4.13 se muestra el esquema de un suelo no saturado con el fin de definir las relaciones útiles para este tipo de suelos.

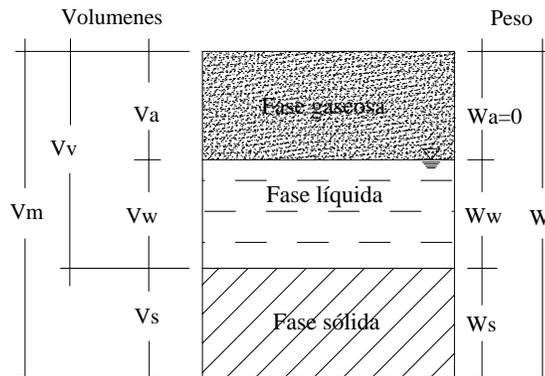


Figura 4.13. Diagrama de un suelo no saturado, indicando los símbolos usados (Zepeda, 2004)

Una de las definiciones básicas es el “peso específico”, que es la relación de peso y volumen para cada fase del suelo se conoce como peso específico, Juárez (2002):

γ_o = Peso específico del agua destilada a 4 °C a una presión atmosférica al nivel del mar. En el sistema métrico se considera igual a 1 g/cm³ y en el sistema internacional, SI, es 9.806 kN/m³.

γ_w = Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo. En la práctica es usual considerarlo igual a γ_o . Evidentemente, γ_w es función de la temperatura, pero la diferencia a γ_o es del orden de dos milésimas cuando la temperatura es de 20°C.

γ_m = Peso específico de la masa de suelo,

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (4.6)$$

γ_s = Peso específico de la fase sólida del suelo o peso específico seco,

$$\gamma_s = \gamma_d = \frac{W_s}{V_s} \quad (4.7)$$

Este peso específico seco surge al considerar el suelo totalmente seco.

Por otro lado, se tiene el “peso específico relativo” que se obtienen al comparar el peso específico de una sustancia con el correspondiente peso específico del agua, γ_o .

S_m = Peso específico relativo de la masa del suelo,

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_m \cdot \gamma_o} \quad (4.8)$$

S_s = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo o gravedad específica,

$$G_s = S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_o} \quad (4.9)$$

Otras relaciones fundamentales y muy útiles dentro de la mecánica de suelos no saturados se presentan en la Tabla 4.2.

Por otro lado, en laboratorio algunas veces tenemos como datos el volumen de sólidos o el peso de sólidos, para esos casos se tienen otras relaciones que pueden ser de utilidad, Tabla 4.3. Dichas relaciones se obtienen considerando unitario los valores del peso o volumen del suelo, Figura 4.14a y 4.14b.

TABLA 4.2 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS PARA SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

Nombre	Relaciones volumétricas y gravimétricas	Rango teórico	Observaciones
Relación de vacíos	$e = \frac{V_v}{V_s}$	$0 < e < \infty$	Un valor elevado de relación de vacíos significa que el suelo esta en estado suelto pues existen más volumen de vacíos que de sólidos; por otro lado, un valor cercano a cero indica que el suelo se encuentra en estado compacto.
Porosidad	$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} (100)$	$0\% \leq n \leq 100\%$	Un valor nulo indica que sólo existe la fase sólida, que no existe ningún poro; mientras que el otro extremo indica que es un espacio vacío.
Grado de saturación	$S_r(\%) = \frac{V_w}{V_v} (100)$	$0\% \leq S_r \leq 100\%$	Un valor nulo se refiere a un suelo seco, en donde solo se tiene la fase sólida y gaseosa. Por otra parte, si el valor es de cien por ciento indica que no existe la fase gaseosa por lo que sería un suelo totalmente saturado.
Contenido de agua gravimétrico	$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} (100)$	$0\% \leq w\% \leq \infty$	El contenido de agua varía entre límites muy amplios; en la ciudad. de México se han encontrado suelos con valores de contenido de agua entre 300% y 500%.
Contenido de agua volumétrica	$\theta(\%) = \frac{V_w}{V_m} (100)$ $\theta(\%) = \frac{V_w}{V_s + V_v} (100)$	$0\% \leq \theta \leq 100\%$	Un valor de cero indica que es un suelo seco, mientras un valor de cien por ciento significa un suelo con sólo la fase líquida.

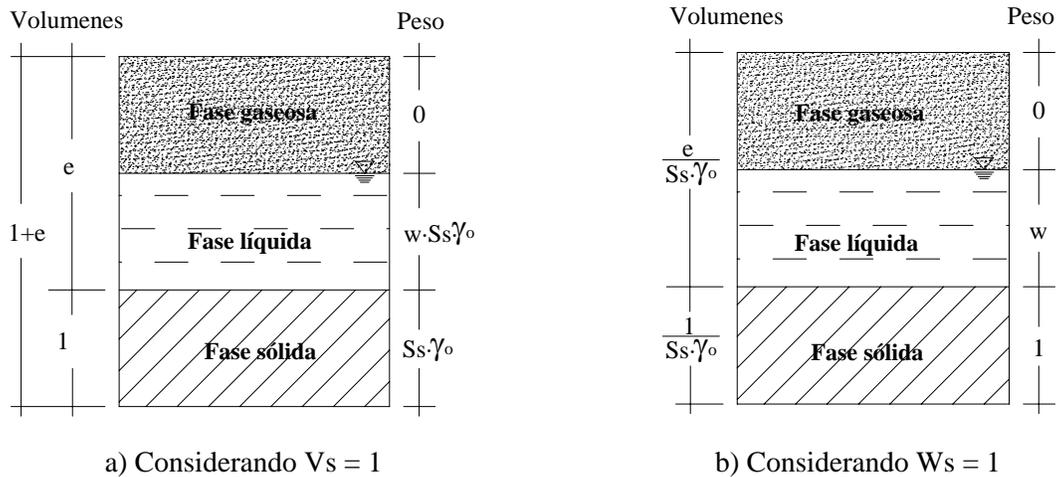


Figura 4.14. Diagrama de suelo no saturado, indicando los símbolos usados (Juárez & Rico, 2002)

TABLA 4.3 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS CONSIDERANDO $V_s = 1$ o $W_s = 1$

Relaciones volumétricas y gravimétricas	Observaciones
$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} = \frac{e}{1+e}$	Estas relaciones volumétricas y gravimétricas son útiles cuando no se conocen todos los datos.
$e = \frac{n}{1-n}$	
$S_r = \frac{w \cdot S_s}{e}$	La relación de vacíos es de gran utilidad en el estudio de los cambios volumétricos, sea compresiones o expansiones. El inconveniente de la porosidad, es que presenta una relación entre dos variables, cuando disminuye el volumen de vacíos, también disminuye el volumen total de la masa de suelo.
$S_m = \frac{S_s \cdot (1+w)}{1+e}$	
$\gamma_m = \frac{\gamma_s \cdot (1+w)}{1+e}$	
$\theta = \frac{S_r \cdot e}{1+e}$	

La obtención de estas relaciones se puede encontrar en Juárez (2001).

4.2. Flujo de agua y permeabilidad en suelos parcialmente saturados

Existen dos fases en el suelo que pueden clasificarse como un fluido: el agua y el aire. La forma de las leyes de flujo varía para cada una de estas dos fases. En la Figura 4.15 se muestra un diagrama de los tipos de flujo que se tienen en suelos no saturados.

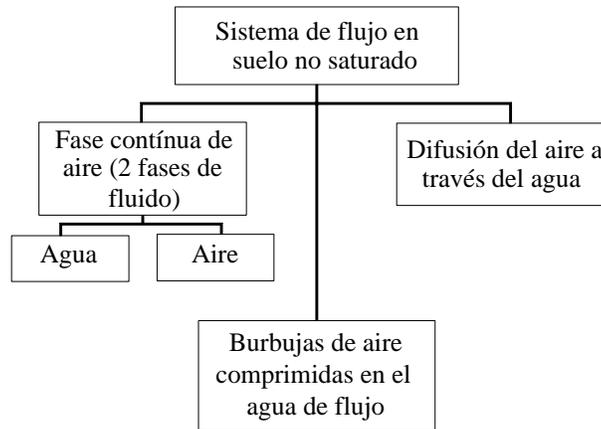


Figura 4.15. Sistema de flujo común para suelos no saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Cuando el suelo tiene grados de saturación bajos, la fase de gaseosa del suelo es en su mayoría continua, por lo que se puede tener flujo de agua o aire. En cambio, cuando el grado de saturación es elevado (cercano a suelos saturados) la fase gaseosa se encuentra comprimida en el agua. Por otro lado, también se puede presentar el movimiento de aire a través de la fase líquida, ésto se conoce como difusión de aire a través del agua de poro (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Para el entendimiento de los mecanismos de flujo es necesario conocer los potenciales que causan el flujo del agua y aire, así como la difusión. En este capítulo se desarrolla con mayor detalle lo referente al flujo del agua; la difusión y el flujo de aire sólo se explican brevemente en la sección 4.3. Para ampliar sobre el tema se puede consultar Fredlund & Rahardjo (1993)

4.2.1. Flujo de agua en suelos parcialmente saturados

Para la explicación de los mecanismos del flujo de agua se requiere conocer los potenciales que lo originan. Diversos autores han considerado conceptos como gradiente de carga hidráulica, gradiente de succión mátrica y gradiente en el contenido de agua con éste fin. Pero se ha demostrado que el más útil o representativo es el gradiente de carga hidráulica, el cual esta formado por la combinación de un gradiente de elevación y de presión (Fredlund & Rahardjo, 1993). Ésto se cumple tanto para suelos saturados como no saturados.

Ahora bien, considerando que el gradiente de carga hidráulica es el potencial que se requiere para que ocurra flujo de agua, es necesario decir que el potencial de flujo del agua define la energía o capacidad para realizar un trabajo. Para obtener este potencial, se considera un punto en la fase líquida (punto A), el cual tiene tres componentes primarias de energía: gravitacional, de presión y de velocidad. En la Figura 4.16 se muestra el punto A con una elevación “y”, respecto a una referencia arbitraria. De esta figura se obtiene que la energía total en ese punto, expresada como energía por unidad de peso y llamada potencial de carga hidráulica es (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$h_w = Y + \frac{u_w}{\rho_w g} + \frac{v_w^2}{2g} \quad (4.10)$$

donde,

h_w , carga hidráulica o carga total

g , aceleración de la gravedad

Y , elevación del punto A arriba del eje de referencia

u_w , presión de poro del agua en el punto A

ρ_w , densidad del agua

v_w , velocidad del flujo de agua en el punto A (en la dirección y-)

La carga hidráulica consiste de tres componentes llamados carga gravitacional, Y , carga de presión ($u_w/\rho_w g$) y carga de velocidad ($v_w^2/2g$), la cual es despreciable comparada con las otras dos. Por lo que la ecuación 4.10 se puede simplificar (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$h_w = Y + \frac{u_w}{\rho_w g} \quad (4.11)$$

La obtención de la ecuación 4.10 se encuentra en Fredlund & Rahardjo (1993).

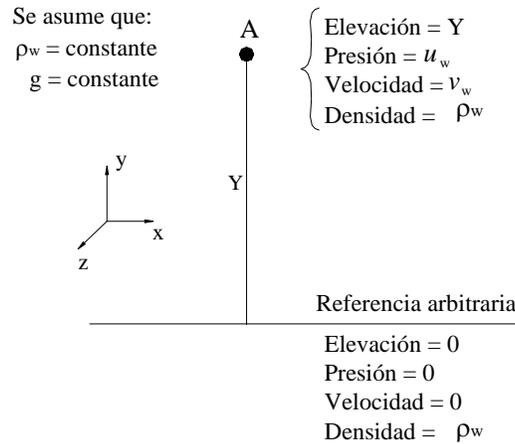


Figura 4.16. Energía en el punto A en la dirección y- (Fredlund & Rahardjo, 1993)

4.2.2. Ley de Darcy para suelos no saturados

El flujo de agua en suelos saturados es comúnmente descrito por la ley de Darcy, explicada en la sección 3.2.2. En suelos no saturados también se puede aplicar esta ley (Houston & Fredlund, 1997):

$$Q_x = v_x A \quad (4.12)$$

$$v_x = k_x(u_w) \frac{dh}{dx} \quad (4.13)$$

donde,

Q_x , gasto en la dirección x-

A, área de la sección transversal del flujo

v_x , velocidad de flujo en la dirección x-

dh/dx , gradiente hidráulico en la dirección x-, se puede escribir como i_w

$k_x(u_w)$, conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad en la dirección x-, en función de una presión de poro negativa

El flujo en las direcciones y-, z- se obtienen de manera similar (Houston & Fredlund, 1997). En un suelo saturado, el coeficiente de permeabilidad, k_w , es relativamente constante dentro de un suelo específico. Pero en suelos parcialmente saturados el coeficiente de permeabilidad es una variable, la cual esta predominantemente en función del contenido de agua o de la succión mátrica del suelo.

Una limitación en la aplicación de la ley de Darcy en suelos parcialmente saturados es que se considera que el agua fluye solamente a través de los poros llenos de agua, los poros llenos de aire no son canales conductivos para el flujo de agua. Los poros llenos de aire en un suelo no saturado pueden ser considerados con un comportamiento similar al de la fase sólida y el suelo se puede tratar como un suelo saturado que tiene un contenido de agua reducido.

La validez de la Ley de Darcy se puede verificar en el suelo no saturado de una manera similar a su verificación para un suelo saturado. En el capítulo de Leyes de flujo en Fredlund & Rahardjo (1993) se presentan resultados de experimentos para verificar la ley de Darcy en suelos no saturados.

4.2.3. Coeficiente de permeabilidad con respecto a la fase líquida

El coeficiente de permeabilidad del agua, k_w , es una medida del espacio disponible que tiene el agua que va a fluir a través del suelo. El coeficiente de permeabilidad depende de las propiedades del fluido y de las propiedades del medio poroso; por lo que diferentes tipos de fluido y diferentes tipos de suelo, producen diferentes valores del coeficiente de permeabilidad, k_w . La permeabilidad también se ve influenciada o guarda una cierta relación con otros factores, Tabla 4.4.

TABLA 4.4 EFECTO DE ALGUNAS PROPIEDADES DEL SUELO EN LA PERMEABILIDAD

Factor relacionado a la permeabilidad	Ecuaciones relacionadas	Comentarios sobre suelos no saturados
Relación y efecto de las propiedades volumen-masa del suelo (S_r , e , ω) hacia la permeabilidad	$k_w = f(S_r, e)$ $k_w = f(e, \omega)$ $k_w = f(\omega, S_r)$ <p>donde,</p> <p>S_r, Grado de saturación</p> <p>ω, Contenido de agua gravimétrico</p> <p>e, Relación de vacíos</p>	<ul style="list-style-type: none"> - El valor de k_w puede variar considerablemente durante un proceso transitorio, como resultado de cambios en las propiedades volumen-masa, e, S_r, ω. - El aire reemplaza al agua en los poros más grandes originando que el agua fluya por los poros más pequeños incrementando la tortuosidad del flujo. - El valor de k_w decrece rápidamente a medida que se reduce el espacio disponible para el flujo de agua, es decir, al reducirse ω. - La permeabilidad se ve más afectada por la variación de S_r o ω que por el cambio en la relación de vacíos, e. - El grado de saturación, S_r, comúnmente es descrito como función de la succión mátrica. - Un cambio en la succión mátrica puede producir un cambio más significativo en el grado de saturación o en el contenido de agua que el producido por un cambio en el esfuerzo normal neto.
Relación entre el coeficiente de permeabilidad y el grado de saturación	$S_e = \frac{S_r - S_{rs}}{1 - S_{rs}}$ <p>donde,</p> <p>S_e, Grado de saturación efectivo</p> <p>S_{rs}, Grado de saturación residual</p>	<ul style="list-style-type: none"> - A partir de curvas que relacionen la succión mátrica y grado de saturación, se pueden identificar tres parámetros del suelo: el valor de entrada de aire del suelo, $(u_a - u_w)_b$, el grado de saturación residual, S_{rs}, y el índice de distribución de tamaños de poro, λ. Estos parámetros pueden ser fácilmente visualizados si la condición de saturación está expresada en términos de un grado de saturación efectivo, S_e, más detalle en Fredlund & Rahardjo (1993). - El valor de entrada de aire del suelo $(u_a - u_w)_b$ es el valor de la succión mátrica que debería ser excedido antes de que el aire retroceda dentro de los poros del suelo. - El grado de saturación residual, S_{rs}, está definido como el grado de saturación en el cual un incremento en la succión mátrica no produce un cambio significativo en el grado de saturación. - Índice de distribución de tamaños de poro, λ, se define como la pendiente negativa del grado de saturación efectivo, versus la succión mátrica. - La conductividad hidráulica puede predecirse a partir de las curvas de succión mátrica y grado de saturación, Anexo C

4.2.4. Relación de permeabilidad con la succión y el contenido de agua

Como se ha mencionado, la permeabilidad en suelos no saturados esta muy ligada a la succión que se presente en el suelo, así también lo esta el contenido de agua del suelo. Considerando una muestra de suelo sujeta en sus extremos a diferentes succiones, se tendrán variaciones de la succión a lo largo de la muestra y de igual manera variarán el contenido de agua y la permeabilidad. Si la diferencia de succión se mantiene constante, ψ_m , el flujo se establecerá. Si la succión promedio aumenta, la permeabilidad, K , y el contenido de agua disminuyen, ω , esto se puede observar en la Figura 4.17.

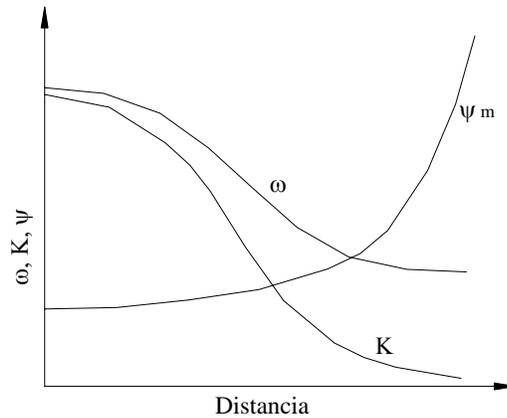


Figura 4.17. Variación de la humedad, ω , succión mátrica, ψ_m , y conductividad hidráulica, K , a lo largo de una columna hipotética de suelo bajo flujo de agua establecido (Zepeda, 2004)

En suelos saturados, se conoce que la permeabilidad de un suelo granular es mayor que en suelos arcillosos. Sin embargo, en suelos parcialmente saturados ocurre lo contrario. La Figura 4.18 muestra la relación que existe entre la succión y la permeabilidad para un suelo arenoso y otro arcilloso; en esta figura se muestra como al aumentar la succión, la conductividad decrece más rápidamente en el suelo grueso que en el suelo fino; finalmente la arena es más impermeable que la arcilla.

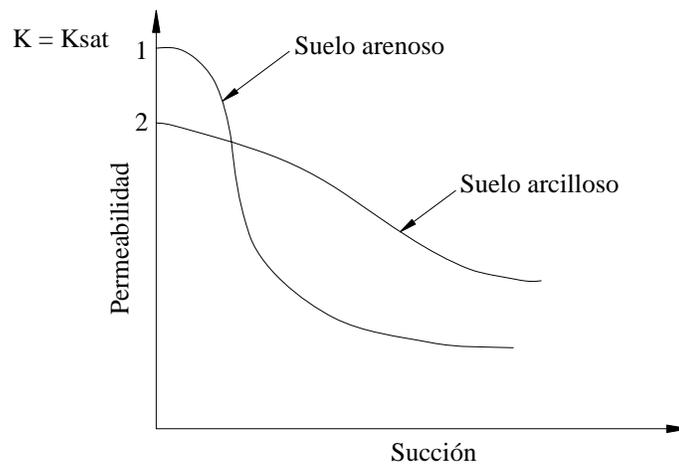


Figura 4.18. Relación entre la permeabilidad y la succión para dos suelos, uno con textura gruesa y otro con textura fina (Zepeda, 2004)

Garner (1958) propuso una variedad de ecuaciones empíricas que relacionan la permeabilidad con la succión, con la humedad u otras propiedades índice. Dentro de éstas, la ecuación 4.14 tiene el inconveniente de no poder usarse en el rango de succiones cercanas a cero.

$$K = \frac{a}{\psi_m^n} \quad (4.14)$$

$$K = \frac{a}{b + \psi_m^n} \quad (4.15)$$

$$K = \frac{K_{sat}}{1 + b|\psi_m|^n} \quad (4.16)$$

Fredlund & Xing (1994) propusieron una ecuación que permite mayor flexibilidad en la definición de la conductividad hidráulica (permeabilidad) de suelos parcialmente saturados, permitiendo además un amplio rango para la succión en el suelo.

La naturaleza de la ecuación de permeabilidad se puede visualizar comparando la forma de la curva de conductividad hidráulica y la curva característica suelo-agua. En la Figura 4.19 se muestra esta comparación para un suelo arenoso y uno limo-arcilloso.

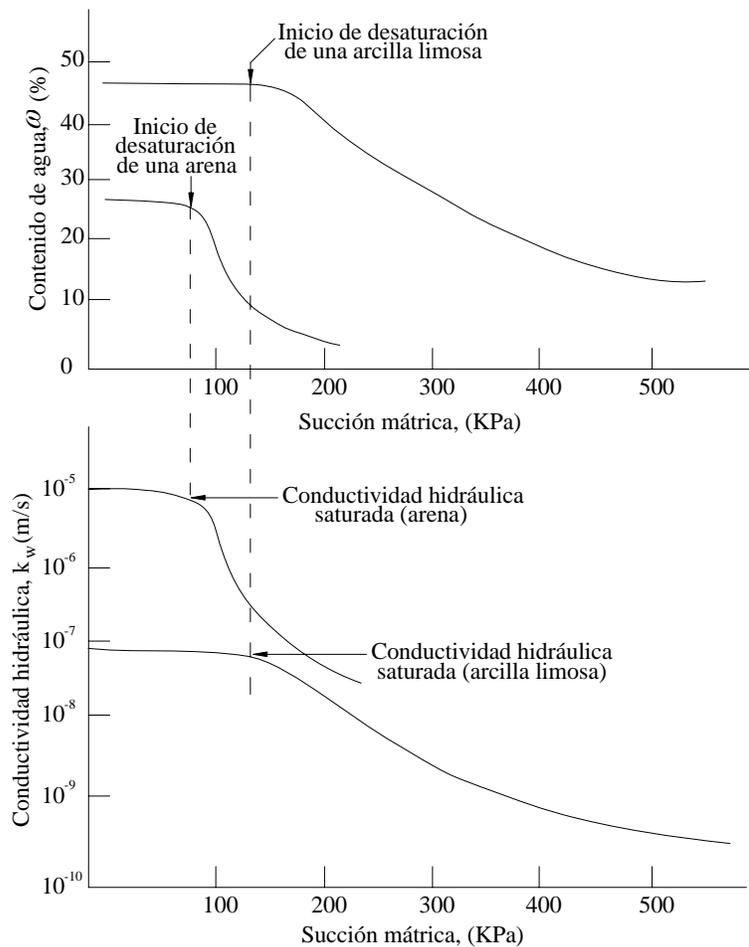


Figura 4.19. Comparación de la curva característica suelo-agua y la curva de permeabilidad para suelos arenosos y limo-arcillosos (Rowe, 2001)

La permeabilidad para ambos suelos se mantiene relativamente constante desde el punto con succión cero hasta el punto indicado como valor de entrada de aire, Figura 4.19. Más allá de ese punto, se puede apreciar un rápido decremento en la permeabilidad de ambos suelos. La permeabilidad inicial, es decir, cuando el suelo se encuentra saturado, es dos ordenes de magnitud mayor en la arena que el del limo-arcilloso. A medida que la succión aumenta, es posible que la permeabilidad de la arena decrezca más que la permeabilidad el limo arcilloso, con lo que el suelo limo arcilloso podría ser más permeable que la arena, Figura 4.19. En la Figura 5.18 también se muestra como la arena se vuelve más impermeable que la arcilla.

4.3. Flujo de aire y difusión

Como se mencionó anteriormente, la fase gaseosa en suelos no saturados puede encontrarse en dos formas, como una fase continua de aire o como burbujas de aire comprimido. Generalmente la fase de gaseosa se vuelve continua cuando el grado de saturación es igual o menor al 85% aproximadamente. En este punto empieza el flujo de aire a través del suelo no saturado. Por otro lado, cuando el grado de saturación se encuentra por encima del 90%, la fase gaseosa se comprime y el flujo de aire se reduce a un proceso de difusión a través del agua de poro (Fredlund & Rahardjo, 1993).

4.3.1. Flujo de aire

El flujo de aire en la fase gaseosa continua esta gobernada por la concentración que se presente o por gradientes de presión, mientras que el gradiente de elevación es despreciable. Es común solo considerar los gradientes de presión como potencial para la ocurrencia del flujo de aire.

Para la descripción del flujo de aire a través de un medio poroso se pueden utilizar tanto la ley de Darcy como la ley de Fick. Esta última es normalmente utilizada para la descripción de la difusión de gases a través de líquidos, pero en Fredlund & Rahardjo (1993) se presenta una adaptación que se utiliza para describir el flujo de aire a través del suelo.

La ecuación de Fick expresa que la cantidad de masa de flujo y el gradiente de concentración del aire se calculan con respecto a una unidad de área y una unidad de volumen del suelo (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$J_a = -D_a \frac{\partial C}{\partial y} = -D_a \frac{\partial C}{\partial u_a} \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (4.17)$$

donde,

J_a , cantidad de aire que fluye a través de una unidad de área del suelo

D_a , constante de transmisión de flujo de aire a través del suelo

C , concentración del aire, en términos de masa de aire por unidad de volumen del suelo

$\partial C / \partial y$, gradiente de concentración en la dirección y -

$\partial u_a / \partial y$, gradiente de presión de poro del aire en la dirección y - (se expresa de manera similar para las direcciones x -, z -)

u_a , presión de poro del aire

La ecuación modificada se obtiene considerando un coeficiente de transmisión de aire a través del suelo, D_a^* , que se define como (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$D_a^* = D_a \frac{\partial C}{\partial u_a} = D_a \frac{\partial [\rho_a (1 - S_r) n]}{\partial u_a} \quad (4.18)$$

donde,

D_a^* , coeficiente de transmisión del aire a través del suelo

ρ_a , densidad del aire

S_r , grado de saturación

n , porosidad del suelo

Sustituyendo la ecuación 4.18 en la ecuación 4.17 se obtiene:

$$J_a = -D_a^* \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (4.19)$$

Esta forma modificada de la ecuación de Fick ha sido utilizada en geotecnia para describir el flujo de aire a través del suelo. Por otro lado, el coeficiente de transmisión, D_a^* , esta relacionada al coeficiente de permeabilidad, k_a ; dicha relación se expresa como (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$k_a = D_a^* g \quad (4.20)$$

donde,

g , gravedad

La medición de la permeabilidad del aire se puede llevar a cabo con varios valores de succión mátrica o a diferentes grados de saturación, con el fin de obtener la permeabilidad en función de la succión mátrica, $k_a(u_a - u_w)$, o en función del grado de saturación, $k_a(S_r)$. Esta relación también se aplica para el coeficiente de transmisión del aire, D_a^* .

El valor de k_a se puede medir en laboratorio y D_a^* puede ser medido directamente mediante experimentos o utilizando la ecuación 4.20. Para mayor información se puede consultar Fredlund & Rahardjo (1993).

4.3.2. Difusión

La difusión se presenta como consecuencia de un gradiente en la concentración. La fase líquida y gaseosa (vacíos del suelo) son el medio en los que se lleva a cabo el proceso de difusión; por lo que la estructura del suelo es la que determina el recorrido de la difusión. El transporte de gases, como oxígeno o dióxido de carbono, vapor de agua y químicos son ejemplos del proceso de difusión en el suelo.

Existen dos mecanismos de difusión que son comunes en el comportamiento de suelos no saturados. El primer tipo de difusión involucra al flujo de aire a través del agua de poro, esto ocurre tanto en suelos saturados como no saturados. El otro tipo de difusión de aire involucra el paso del aire a través del agua en una piedra porosa. Este tipo de difusión incluye la disolución de gases dentro del agua.

4.4. Aplicación de flujo de agua en suelos no saturados para lagunas de estabilización

Una de las principales aplicaciones de suelos no saturados en lagunas de estabilización es el análisis de flujo de agua. Dicho análisis es importante para conocer, entre otras cosas, la variación de la presión de poro, la cual se requiere para predecir los cambios de volumen y cambios en la resistencia al corte asociados al flujo de agua o aire.

Para la aplicación de las leyes de flujo se requieren las propiedades del agua y aire en términos de coeficientes de permeabilidad, además de considerar condiciones de temperatura constante. Pero, no se toman en cuenta los efectos de difusión de aire a través del suelo, disolución de aire en el agua y movimiento de vapor de agua.

Los problemas de flujo de agua generalmente se clasifican como “análisis de flujo constante” (estado establecido) y “análisis de flujo variable” (estado no establecido). En el análisis de estado establecido la carga hidráulica y el coeficiente de permeabilidad permanecen constantes con respecto al tiempo en cualquier punto de la masa de suelo. Mientras que en estado no establecido la carga hidráulica, y posiblemente el coeficiente de permeabilidad, cambian con respecto al tiempo. Estos cambios son generalmente una respuesta a las variaciones en las condiciones de frontera que se presentan a lo largo de un período de tiempo (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Por otro lado, las ecuaciones utilizadas en el análisis de flujo de agua y aire están gobernadas por la ley de conservación de masa, por lo que el flujo que entra a un elemento de suelo debe ser igual al flujo que sale. En otras palabras, la variación de flujo debe ser igual a cero en cualquier punto de la masa de suelo.

4.4.1. Flujo en estado establecido

El flujo de agua en suelos no saturados, al igual que en suelos saturados, está gobernado por la ley de Darcy. Aún así se tienen algunas diferencias; en suelos saturados se considera un coeficiente de permeabilidad del agua constante, mientras que para suelos no saturados este coeficiente se asume como función de la succión mátrica, del contenido de agua o de alguna otra variable que afecte los suelos no saturados. Además, la presión de poro del agua generalmente tiene un valor positivo en suelos saturados y un valor negativo en suelos no saturados. A pesar de esas diferencias, las ecuaciones diferenciales parciales de flujo son similares para ambos casos.

- **Variación del coeficiente de permeabilidad en un suelo no saturado.**

En el análisis de flujo de agua en estado establecido, el coeficiente de permeabilidad es constante con respecto al tiempo en cada punto del suelo, pero puede variar de un punto a otro en los suelos no saturados. En suelos saturados la variación en la permeabilidad se atribuye a la distribución heterogénea de las partículas de suelo. En suelos no saturados es más apropiado considerar que se debe a variaciones en la succión mátrica, lo que provoca heterogeneidad en la distribución de presiones de agua de poro, pues esta condición es aplicable aunque las partículas de suelo sean homogéneas. Un punto con una succión mátrica alta (contenido de

agua bajo) tiene coeficientes de permeabilidad de agua más bajos que un punto con valores de succión mátrica baja.

En la Figura 4.20 se muestran las posibles variaciones en el coeficiente de permeabilidad. La primera clasificación considera el flujo de agua en un suelo heterogéneo e isotrópico; en este caso el coeficiente de permeabilidad en la dirección x -, k_x , es igual al coeficiente de permeabilidad en la dirección y -, k_y , en cualquier punto dentro de la masa de suelo ($k_x = k_y$ en A y $k_x = k_y$ en B). El valor de la permeabilidad puede variar del punto A al B , dependiendo del valor de succión mátrica del suelo, Figura 4.20a.

Otra clasificación es considerar un suelo heterogéneo y anisotrópico por lo que el coeficiente de permeabilidad en la dirección x -, k_x , con respecto a la dirección y -, k_y , es una constante en cualquier punto; siendo dicha constante diferente a la unidad (k_x/k_y en A es igual a k_x/k_y en B , $\text{cte} \neq 1$), Figura 4.20b. Las magnitudes de los coeficientes de permeabilidad k_x y k_y pueden variar junto con la succión mátrica de un punto a otro, pero el valor de la relación permanece constante.

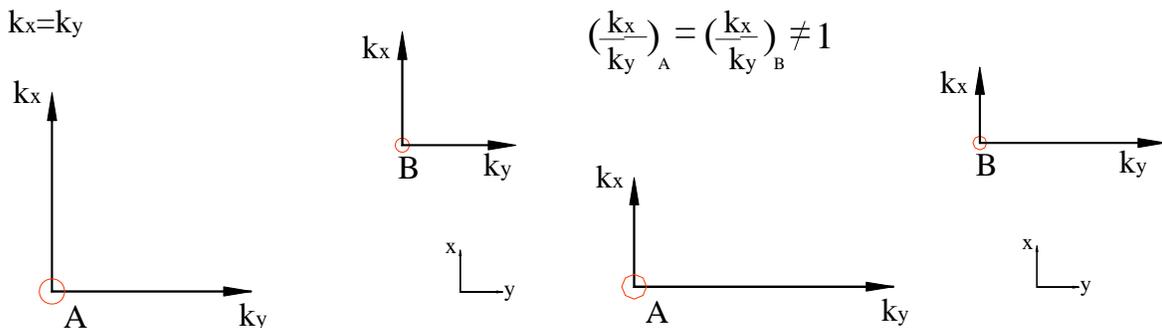


Figura 4.20. Variación del coeficiente de permeabilidad en un suelo no saturado. a) Condiciones isotrópicas y heterogéneas; b) Condiciones anisotrópicas, heterogéneas (Fredlund & Rahardjo, 1993)

▪ Flujo en dos dimensiones

Las ecuaciones que representan el flujo en una dimensión se pueden estudiar en Fredlund & Rahardjo (1993). En esta ocasión se exponen sólo las ecuaciones de flujo en dos dimensiones pues las presas de tierra o bordos compactados son un clásico ejemplo del flujo de agua en estas condiciones. El análisis en suelos no saturados asume que el agua fluye tanto en la zona saturada como en la zona no saturada, en respuesta a los potenciales de carga hidráulica.

Suponiendo un suelo no saturado, heterogéneo y anisotrópico, tenemos que el coeficiente de permeabilidad (no saturado) en la dirección x -, k_{wx} , y en la dirección y -, k_{wy} , están relacionados a la succión mátrica por una misma función de permeabilidad $k_w(u_a - u_w)$. Se asume además que la relación entre los coeficiente de permeabilidad en dirección x - y (k_{wx}/k_{wy}) es constante en cualquier punto de la masa de suelo.

Ahora bien, se considera un elemento de suelo con dimensiones d_x , d_y , d_z , donde el flujo se asume en dos dimensiones, Figura 4.21. Las velocidades de flujo, v_{wx} y v_{wy} son positivas cuando el agua fluye hacia la derecha y arriba respectivamente. La ecuación que expresa un flujo establecido en dos dimensiones es la siguiente (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\left(v_{wx} + \frac{\partial v_{wx}}{\partial x} dx - v_{wx} \right) dy \cdot dz + \left(v_{wy} + \frac{\partial v_{wy}}{\partial y} dy - v_{wy} \right) dx \cdot dz = 0 \quad (4.21)$$

donde,

dx, dy, dz , dimensiones en las direcciones, x -, y -, z -, respectivamente

v_{wx} , velocidad del flujo de agua en la dirección x - a través de un área unitaria de suelo

v_{wy} , velocidad del flujo de agua en la dirección y - a través de un área unitaria de suelo

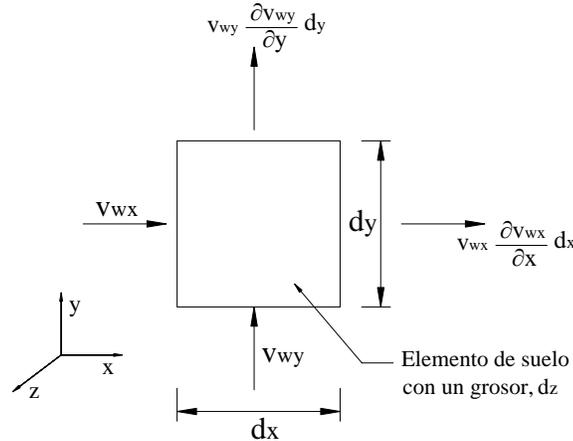


Figura 4.21. Flujo de agua en dos dimensiones a través de un elemento de suelo no saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Por tanto, la variación de flujo en la dirección x -, y es (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\left(\frac{\partial v_{wx}}{\partial x} + \frac{\partial v_{wy}}{\partial y} \right) dx \cdot dy \cdot dz = 0 \quad (4.22)$$

Sustituyendo la ley de Darcy en la ecuación 4.22 se obtienen una ecuación diferencial parcial no lineal (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ k_{wx} (u_a - u_w) \frac{\partial h_w}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ k_{wy} (u_a - u_w) \frac{\partial h_w}{\partial y} \right\} = 0 \quad (4.23)$$

donde,

$k_{wx}(u_a - u_w)$, coeficiente de permeabilidad de agua como función de la succión mátrica, la permeabilidad puede variar según la ubicación en la dirección y -

$\partial h_w / \partial x$, gradiente de carga hidráulica en la dirección x -

$\partial h_w / \partial y$, gradiente de carga hidráulica en la dirección y -

La ecuación 4.23 describe la distribución de la carga hidráulica en los planos x - y para un estado de flujo establecido. La no-linealidad de esta ecuación se vuelve más visible al desarrollar la ecuación y llamando a $k_{wx}(u_a - u_w)$ y $k_{wy}(u_a - u_w)$ simplemente k_{wx} y k_{wy} .

$$k_{wx} \frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + k_{wy} \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial k_{wx}}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_{wy}}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} = 0 \quad (4.24)$$

donde,

$\partial k_{wx}/\partial x$, cambios en el coeficiente de permeabilidad en la dirección x-

$\partial k_{wy}/\partial y$, cambios en el coeficiente de permeabilidad en la dirección y-

Para el caso de un suelo heterogéneo e isotrópico, la ecuación se escribe como sigue (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$k_w \left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial k_w}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} = 0 \quad (4.25)$$

donde,

k_w , es el coeficiente de permeabilidad en las direcciones x, y

El flujo de agua a través de una presa se presenta tanto en la zona saturada como en la zona no saturada. El flujo a través del suelo saturado se puede considerar como un caso especial de flujo a través de un suelo no saturado.

Un resumen de las ecuaciones de flujo en estado establecido para suelos saturados y no saturados se presenta en la Tabla 4.5.

TABLA 4.5 ECUACIONES DE FLUJO EN ESTADO ESTABLECIDO (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Suelos no saturados	<u>Heterogéneo, Anisotrópico</u>	$k_{wx} \frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + k_{wy} \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial k_{wx}}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_{wy}}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} = 0 \quad (4.26)$
	<u>Heterogéneo, Isotrópico</u>	$k_w \left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial k_w}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} = 0 \quad (4.27)$
Suelos saturados	<u>Heterogéneo, Anisotrópico</u>	$k_{sx} \frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + k_{sy} \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial k_{sx}}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_{sy}}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} = 0 \quad (4.28)$
	<u>Heterogéneo, Isotrópico</u>	$k_s \left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial k_s}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_s}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} = 0 \quad (4.29)$
	<u>Homogéneo, Anisotrópico</u>	$k_{sx} \frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + k_{sy} \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} = 0 \quad (4.30)$
	<u>Homogéneo, Isotrópico</u>	$\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} = 0 \quad (4.31)$

▪ Soluciones para el flujo en dos dimensiones

En una presa o bordo de tierra el flujo de agua en estado establecido se puede estudiar considerando las infiltraciones tanto en la zona de suelo saturado como no saturado. El análisis se puede hacer simultáneamente utilizando la ecuación 4.22. El coeficiente de permeabilidad en la zona saturada es igual a k_s y en la zona no saturada es k_w ; éste último varía con respecto a la succión mátrica. La Figura 4.22 muestra varias soluciones a casos típicos de flujo de agua en bordos y presas, considerando tanto las zonas saturadas como las no saturadas. Estos ejemplos muestran la línea superior de flujo y el modo en que varían las líneas equipotenciales al colocar o no distintos tipos de drenes.

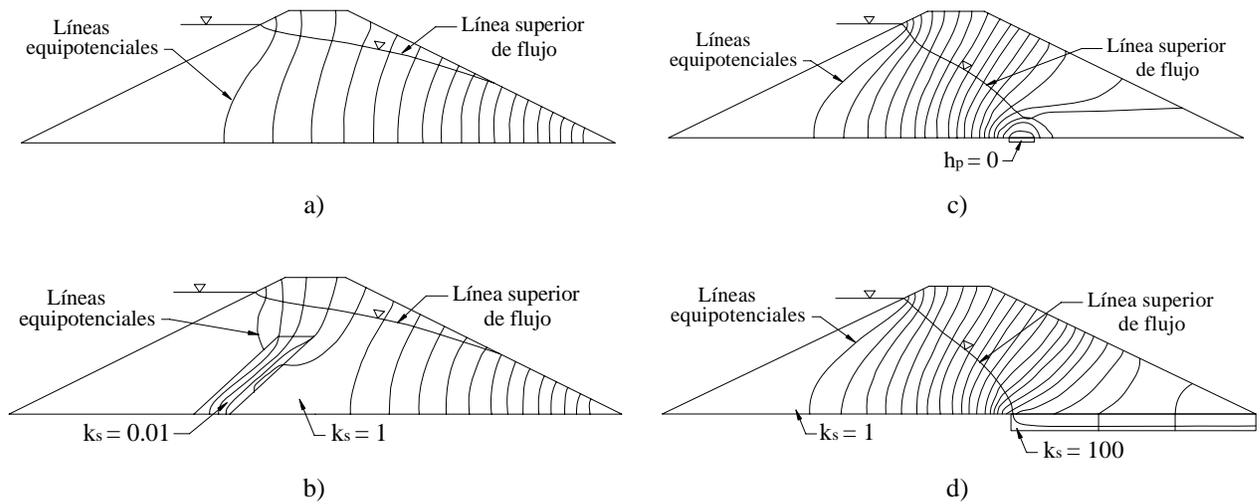


Figura 4.22. Soluciones típicas de flujo de agua considerando las zonas saturadas y no saturadas de una presa de tierra (Freeze, 1971)

Para la solución de este tipo de problemas, una de las herramientas más utilizadas es el elemento finito. El primer paso para su aplicación es discretizar la masa de suelo en elementos con formas triangulares o cuadradas, Figura 4.23. Se le llama nodo a cada punto de intersección de las líneas que forman los triángulos, Figura 4.24. La carga hidráulica se obtiene en cada nodo resolviendo las ecuaciones de flujo de agua y aplicando las condiciones de frontera correspondientes.

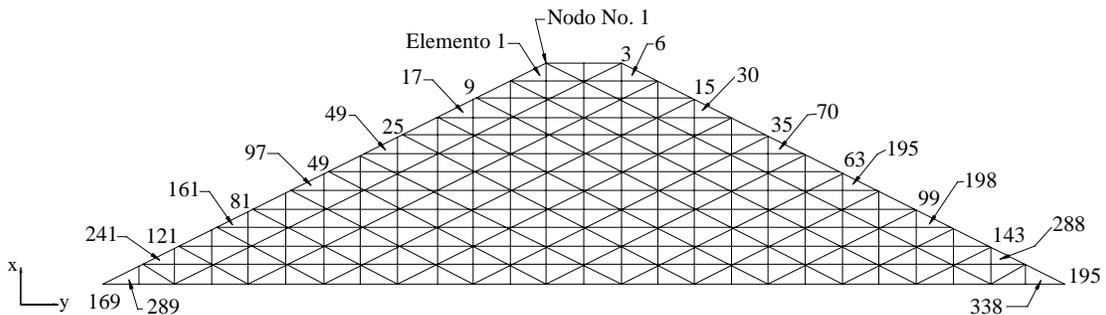


Figura 4.23. Discretización de una presa para el análisis de elemento finito (Freeze, 1971)

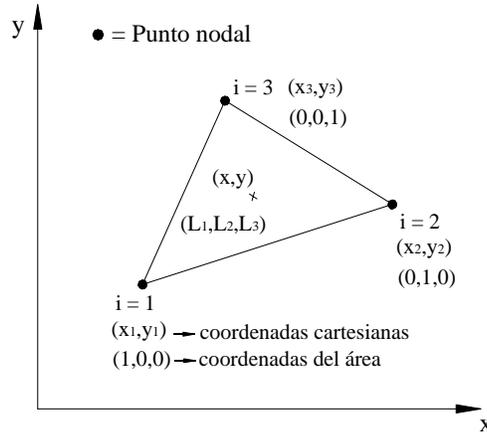


Figura 4.24. Coordenadas de un área, relacionadas a las coordenadas cartesianas de un elemento triangular (Fredlund & Rahardjo, 1993)

La ecuación utilizada en elemento finito para la solución de flujo de agua en estado establecido, se deriva utilizando el principio de Galerkin (Papagiannakis & Fredlund, 1984):

$$\int_A \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \{L\} \\ \frac{\partial}{\partial y} \{L\} \end{bmatrix}^T \cdot \begin{bmatrix} k_{wx} & 0 \\ 0 & k_{wy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \{L\} \\ \frac{\partial}{\partial y} \{L\} \end{bmatrix} dA \{h_{wn}\} - \int_s \{L\}^T \bar{v}_w dS_p = 0 \quad (4.32)$$

o bien una simplificación:

$$\int_A [B]^T \cdot [k_w] \cdot [B] dA \{h_{wn}\} - \int_s [L]^T \bar{v}_w dS_p = 0 \quad (4.33)$$

donde,

$\{L\}$, matriz de las coordenadas del elemento $\{L_1, L_2, L_3\}$

L_1, L_2, L_3 , coordenadas de puntos en el elemento, las cuales están relacionadas a las coordenadas cartesianas de cada nodo

x, y , coordenadas cartesianas de un punto dentro del elemento

A , área del elemento

\bar{v}_w , velocidad del flujo de agua en una dirección perpendicular a la frontera del elemento

S_p , perímetro del elemento

$\begin{bmatrix} k_{wx} & 0 \\ 0 & k_{wy} \end{bmatrix}$, matriz de los coeficientes de permeabilidad

$\{h_{wn}\}$, matriz de carga hidráulica en los nodos; desarrollada se expresa como:

$$\begin{Bmatrix} h_{w1} \\ h_{w2} \\ h_{w3} \end{Bmatrix}$$

$[B]$, matriz de las coordenadas de área, la cual se puede escribir como (Figura 4.24):

$$\frac{1}{2A} \begin{bmatrix} (y_2 - y_3) & (y_3 - y_1) & (y_1 - y_2) \\ (x_3 - x_2) & (x_1 - x_3) & (x_2 - x_1) \end{bmatrix}$$

Tanto la carga hidráulica como la velocidad de flujo deben especificarse en los puntos nodales, a esto se le conoce como condición de frontera Dirichlet y condición de frontera Neuman, respectivamente. El segundo término en la ecuación 4.33 corresponde a una velocidad del flujo específica, medida en una dirección normal a la frontera especificada. Una velocidad de flujo \bar{v}_w en dirección vertical, debe ser convertida a una velocidad de flujo normal. A su vez, esta velocidad se convierte a un flujo nodal, Q_w , Figura 4.25. Un flujo positivo en el nodo indica que hay infiltraciones, mientras que un valor negativo se refiere a evaporaciones o evapotranspiraciones. Cuando el flujo a través de la frontera es cero (frontera impermeable), el segundo término de la ecuación 4.33 desaparece.

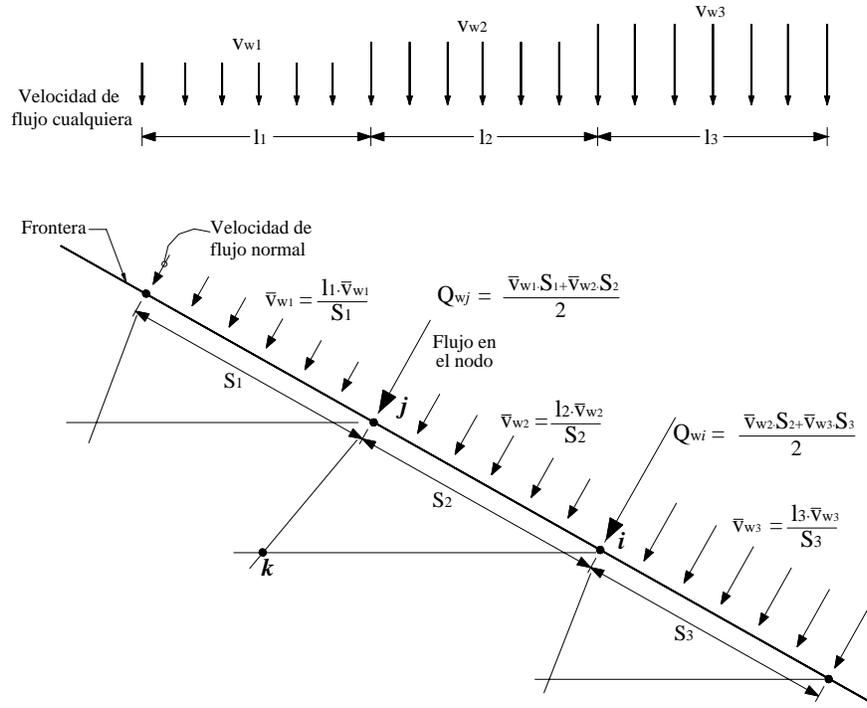


Figura 4.25. Velocidad de flujo aplicado a través de las fronteras y representado como flujo nodal (Fredlund & Rahardjo, 1993)

El método de elemento finito funciona escribiendo la ecuación 4.33 en cada elemento de la masa de suelo, cada elemento se une para formar una ecuación global de flujo. Se requiere además compatibilidad entre los nodos; es decir, que todos los elementos que estén unidos por un nodo deben tener el mismo valor de carga hidráulica en ese nodo que comparten.

La ecuación 4.33 se resuelve utilizando un método iterativo, donde la variable desconocida es la carga hidráulica. Para cada iteración, el coeficiente de permeabilidad dentro de un elemento adquiere un cierto valor dependiendo del valor de succión mátrica en los tres puntos nodales del elemento triangular. De esta manera, las ecuaciones globales de flujo son linealizadas y resueltas usando la técnica de eliminación Gaussiana. Los cargas hidráulicas en cada elemento son nuevamente promediadas para determinar un nuevo coeficiente de permeabilidad a partir de la función de permeabilidad $k_w(u_a - u_w)$; es decir, en función de la succión mátrica. Este proceso es iterativo, por lo que se repite hasta que los coeficientes de permeabilidad y cargas hidráulicas no cambien significativamente su valor tras una iteración.

Los gradientes de carga hidráulica en la dirección x - y pueden ser calculados para un elemento derivando el elemento de cargas hidráulicas con respecto a x o y , respectivamente (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \end{Bmatrix} = [B] \{h_{wn}\} \tag{4.34}$$

donde,

i_x, i_y , gradiente de carga hidráulica dentro de un elemento en las direcciones x -, y -

El elemento de velocidad de flujo, v_w , puede ser calculado a partir de los gradientes de carga hidráulica y coeficientes de permeabilidad, de acuerdo con la ley de Darcy (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\begin{Bmatrix} v_{wx} \\ v_{wy} \end{Bmatrix} = [k_w] [B] \{h_{wn}\} \tag{4.35}$$

donde,

v_{wx}, v_{wy} , velocidades de flujo de agua dentro de un elemento en las direcciones x -, y -

En las Figuras 4.26–4.29 se exponen ejemplos que demuestran la aplicación del método de elemento finito para un flujo de agua en estado establecido a través de un suelo saturado–no saturado. En la Figura 4.26 se muestra que la línea freática del modelo de elemento finito es muy similar a la línea superior de flujo del método convencional de redes de flujo.

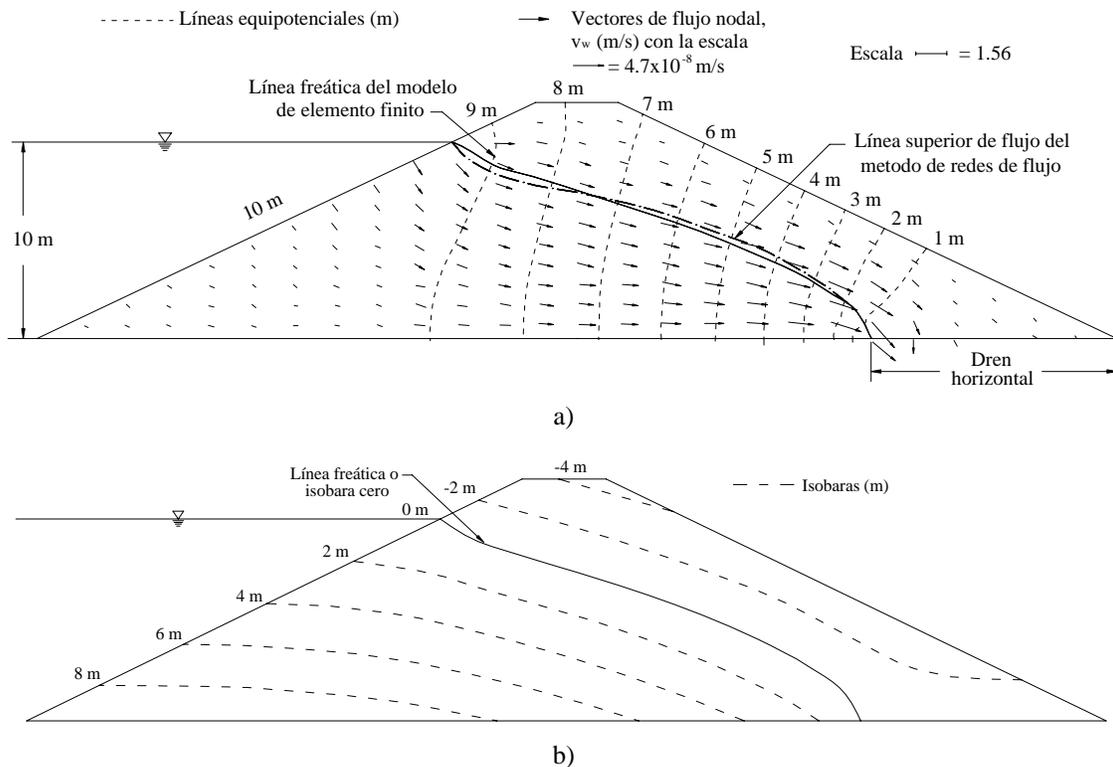


Figura 4.26. Flujo de agua a través de una presa de tierra isotrópica con un dren horizontal. a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de poro del agua (Fredlund & Rahardjo, 1993)

En la Figura 4.26 también se observa que las líneas equipotenciales se extienden desde la zona saturada hasta la no saturada y que el cambio en la carga hidráulica entre las líneas equipotenciales indican la existencia de un flujo en ambas zonas. La cantidad de agua que fluye en la zona no saturada depende de la velocidad con la que cambie el coeficiente de permeabilidad con respecto a la succión mátrica.

En la Figura 4.26b se muestran las isobaras que indican las presiones de agua de poro con un mismo valor. Las cargas de presión de poro del agua varían de valores positivos a negativos, presentando un valor igual a cero en donde se tiene la línea freática o superior de flujo. También se observa que estas líneas (isobaras) son casi paralelas a la línea freática.

En la Figura 4.26a se pueden ver los vectores de flujo, los cuales son casi paralelos a la línea freática en la zona del centro de la sección del bordo. Sin embargo, ésto no ocurre en las secciones cercanas a la línea superior de flujo, donde el agua fluye cruzando la línea freática de la zona saturada a la no saturada.

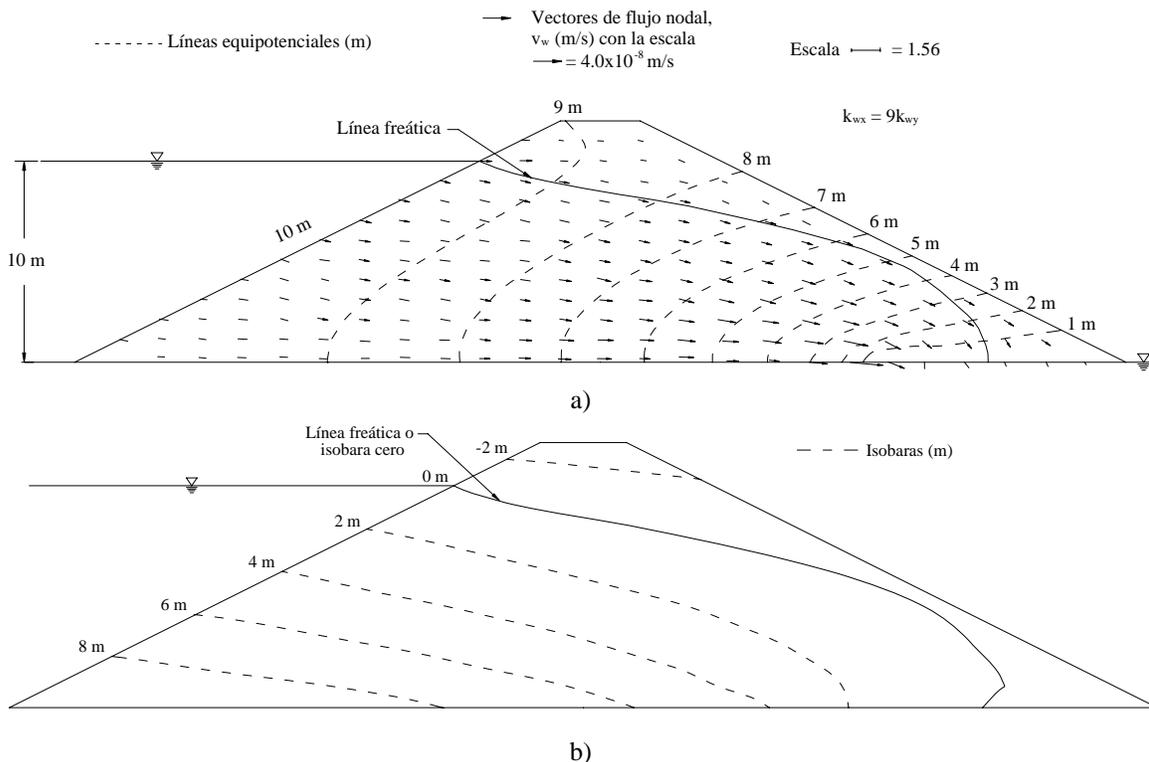


Figura 4.27. Flujo de agua a través de una presa de tierra anisotrópica con un dren horizontal. a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de poro del agua (Fredlund & Rahardjo, 1993)

En la Figura 4.27 se muestra el caso anterior pero considerando que el suelo es anisotrópico, es decir, el coeficiente de permeabilidad horizontal se considera mayor que el vertical ($k_{wx} = 9k_{wy}$); dicha relación se considera constante en todo el bordo. En estas figuras se observa que la línea freática se alarga en la dirección horizontal (coeficiente de permeabilidad mayor).

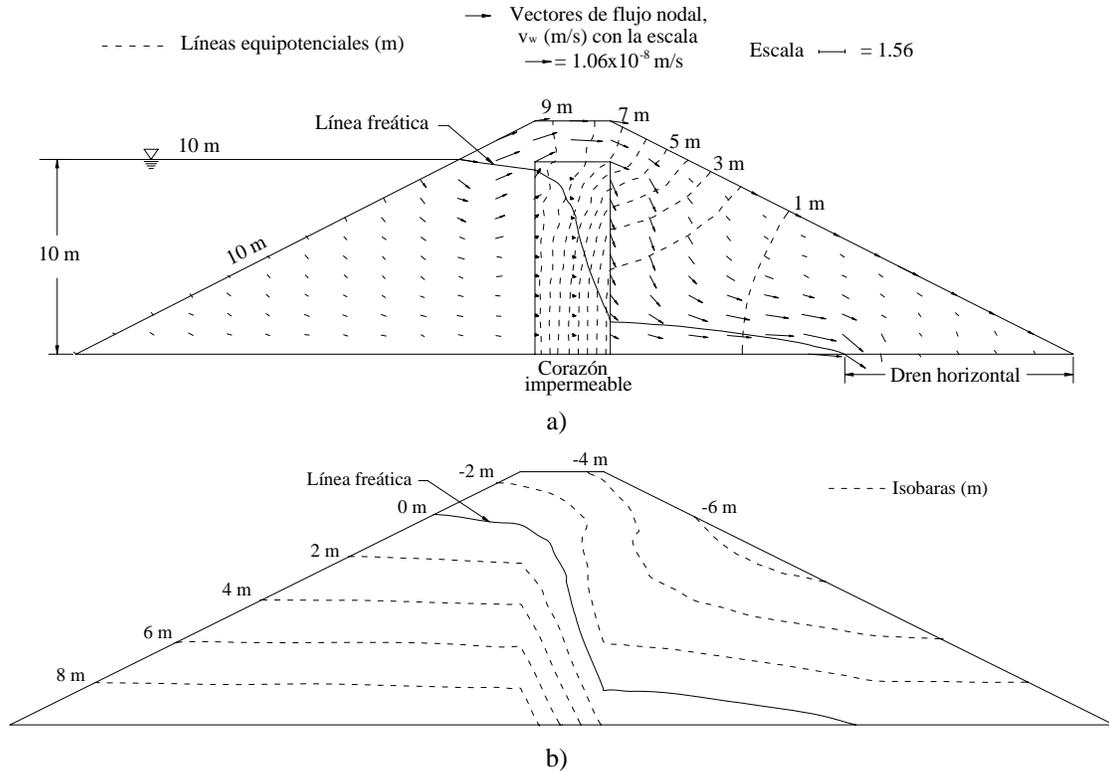


Figura 4.28. Flujo de agua a través de una presa de tierra isotrópica con un dren horizontal y un corazón impermeable. a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de poro del agua (Fredlund & Rahardjo, 1993)

El tercer ejemplo, Figura 4.28, muestra un bordo isotrópico pero con un corazón impermeable de arcilla, con un coeficiente de permeabilidad menor que el coeficiente del resto del bordo. Es decir, el bordo tiene un coeficiente saturado de permeabilidad de $k_s = 1.0 \times 10^{-7}$ m/s, mientras que el del corazón impermeable es de $k_s = 1.0 \times 10^{-9}$ m/s. Con estas condiciones, el análisis muestra que la mayoría del cambio en la carga hidráulica ocurre en la zona poco permeable del corazón impermeable. Eso también se refleja en la gran concentración de líneas equipotenciales dentro de esta zona. Por otro lado, en la Figura 4.28a se observa la existencia de una cierta cantidad de flujo en la zona no saturada por encima del corazón impermeable y de la línea freática.

Un cuarto ejemplo, Figura 4.29, demuestra el efecto que tiene un flujo externo en la parte superior de un bordo (lluvia) considerado isotrópico. El resultado del análisis de flujo en este caso, se puede comparar con los resultados en un caso donde no existen estas infiltraciones, Figura 4.26. Como resultado de esta comparación se observa un incremento la presión de poro del agua en la zona no saturada también se incrementa.

Finalmente, la Figura 4.30, muestra el resultado del análisis de flujo cuando se considera un bordo con la frontera inferior impermeable, sin dren horizontal. En este caso, la línea freática se extiende hasta el talud de derecho o de salida. El punto de salida no se conoce al iniciar el análisis, por lo que se asume uno y se revisa al finalizar el análisis.

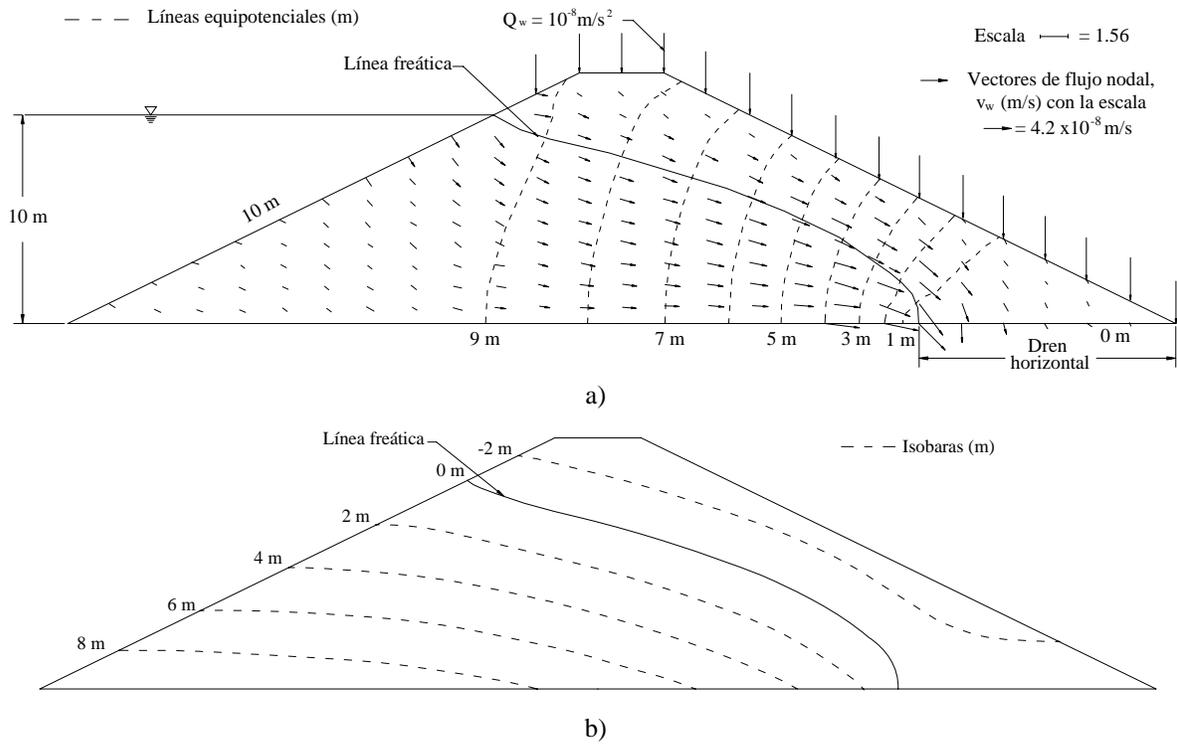


Figura 4.29. Flujo de agua a través de una presa de tierra isotrópica con un dren horizontal y con un infiltración vertical. a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de poro del agua (Fredlund & Rahardjo, 1993)

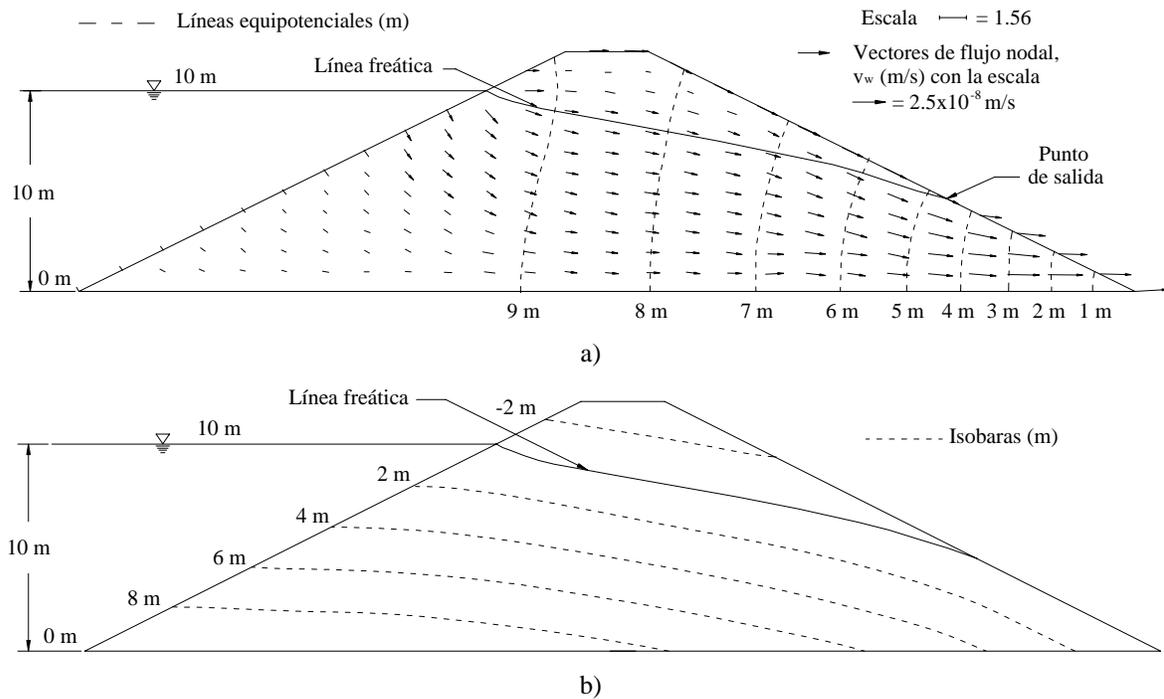


Figura 4.30. Flujo de agua a través de una presa de tierra isotrópica con una frontera inferior impermeable. a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de poro del agua (Fredlund & Rahardjo, 1993)

4.4.2. Flujo en estado no establecido

El flujo de agua que se presenta en un bordo o presa de tierra durante el llenado o vaciado de su vaso es un ejemplo típico de flujo no establecido en dos dimensiones. Eventualmente, el flujo de agua a través de la presa alcanza la condición de estado establecido, tanto en el llenado como en el vaciado. Fluctuaciones posteriores en los niveles de agua en el vaso pueden iniciar de nuevo la condición de flujo en estado no establecido. Incluso, es posible que algunas veces las infiltraciones y evaporaciones causen una continua variación en la condición de flujo.

- **Flujo de agua en estado no establecido en suelos isotrópicos**

Suponiendo un elemento de suelo no saturado sujeto a un flujo no establecido de agua y aire, Figura 4.31, se obtiene las ecuaciones de flujo no establecido en dos direcciones.

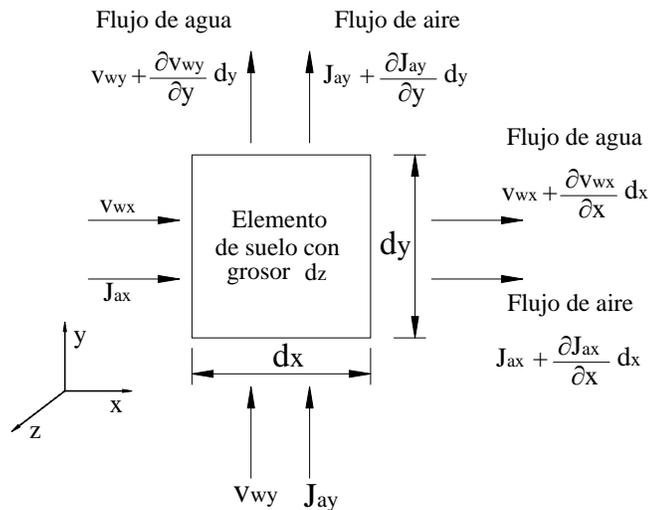


Figura 4.31. Flujo de agua y aire no establecido en dos dimensiones (Fredlund & Rahardjo, 1993)

La ecuación diferencial parcial para flujo de agua en estado no establecido se expresa como (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = -C_w \frac{\partial u_a}{\partial t} + c_v^w \frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2} + \frac{c_v^w}{k_w} \frac{\partial k_w}{\partial x} \frac{\partial u_w}{\partial x} + c_v^w \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{c_v^w}{k_w} \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial u_w}{\partial y} + c_g \frac{\partial k_w}{\partial y} \quad (4.36)$$

donde,

u_w , presión de poro del agua

u_a , presión de poro del aire

t , tiempo

C_w , constante de iteración asociada con la ecuación diferencial parcial de la fase líquida,

$$C_w = (1 - m_2^w / m_1^w) / (m_2^w / m_1^w)$$

m_1^w , coeficiente de cambio de volumen de agua con respecto al cambio en la red de esfuerzo normal, $(\sigma - u_a)$

σ , esfuerzos totales

m_2^w , coeficiente de cambio de volumen de agua con respecto al cambio en la succión mátrica,
($u_a - u_w$)

c_v^w , coeficiente de consolidación con respecto a la fase de agua en las direcciones x -, y -
 $c_v^w = k_w / (\rho_w \cdot g \cdot m_2^w)$

k_w , coeficiente de permeabilidad con respecto a la fase líquida en las direcciones x -, y - (en suelos isotrópicos); la permeabilidad es función de la succión mátrica en cualquier punto de la masa de suelo

ρ_w , densidad del agua

g , aceleración de la gravedad

c_g , coeficiente asociado a la gravedad, $c_g = 1/m_2^w$. Este término es sólo aplicable al flujo de agua en la dirección y -

Por otro lado, la ecuación diferencial parcial para flujo de aire en estado establecido se expresa como (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = -C_a \frac{\partial u_w}{\partial t} + c_v^a \frac{\partial^2 u_a}{\partial x^2} + \frac{c_v^a}{D_a^*} \frac{\partial D_a^*}{\partial x} \frac{\partial u_a}{\partial x} + c_v^a \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} + \frac{c_v^a}{D_a^*} \frac{\partial D_a^*}{\partial y} \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (4.37)$$

donde,

C_a , constante de iteración asociada con la ecuación diferencial parcial de la fase de aire,

$$C_w = \frac{m_2^a / m_1^a}{1 - m_2^a / m_1^a - (1 - S)n / (\bar{u}_a m_1^a)}$$

m_1^a , coeficiente de cambio de volumen de aire con respecto al cambio en la red de esfuerzo normal, ($\sigma - u_a$)

m_2^a , coeficiente de cambio de volumen de aire con respecto al cambio en la succión mátrica,
($u_a - u_w$)

S_r , grado de saturación

n , porosidad

\bar{u}_a , presión absoluta de aire de poro, ($\bar{u}_a + \bar{u}_{atm}$)

\bar{u}_{atm} , presión atmosférica, (101 kPa o 1 atm)

c_v^a , coeficiente de consolidación con respecto a la fase de aire en las direcciones x -, y -

$$c_v^a = \frac{D_a^*}{\omega / (RT) \bar{u}_a m_1^a (1 - m_2^a / m_1^a) - (1 - S)n}$$

D_a^* , coeficiente de transmisión con respecto a la fase de aire en las direcciones x -, y - (en suelos isotrópicos); este coeficiente es una función de la succión mátrica en un punto de la masa de suelo

ω_a , masa molecular del aire

R , constante universal de gas [8.31432 J/(mol·K)]

T , valor absoluto de la temperatura [$T = t^\circ + 273.16$ (K)]

t° , temperatura (°C)

▪ **Flujo de agua en estado no establecido en suelos anisotrópicos**

La ecuación diferencial parcial que gobierna el flujo de agua en estado establecido en un suelo anisotrópico, asumiendo que la presión de poro del aire se mantiene constante se expresa en la ecuación 4.38. Esta ecuación se obtiene considerando la continuidad del agua en un elemento de suelo no saturado, Figura 4.31. La variación de la permeabilidad con respecto al espacio (heterogeneidad) y a la dirección (anisotropía) en un suelo no saturado, se puede observar en la Figura 4.32.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{wxx} \frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{wxy} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{wyx} \frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{wyy} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) = m_2^w \rho_w g \frac{\partial h_w}{\partial t} \quad (4.38)$$

donde,

$$k_{wxx} = k_{w1} \cos^2 \alpha + k_{w2} \sin^2 \alpha$$

$$k_{wxy} = (k_{w1} - k_{w2}) \sin \alpha \cos \alpha$$

$$k_{wyx} = (k_{w1} - k_{w2}) \sin \alpha \cos \alpha$$

$$k_{wyy} = k_{w1} \sin^2 \alpha + k_{w2} \cos^2 \alpha$$

k_{w1} , coeficiente de permeabilidad mayor del agua, en función de la succión mátrica, la cual varía con la ubicación que se tenga en la dirección s_1 , [$k_{w1}(u_a - u_w)$]

k_{w2} , coeficiente de permeabilidad menor del agua, en función de la succión mátrica, la cual varía con la ubicación en la dirección s_2 , [$k_{w2}(u_a - u_w)$]

h_w , carga hidráulica ($y + u_w / \rho_w g$)

y , elevación

t , tiempo

α , ángulo que indica la dirección de la permeabilidad mayor

s_1 , dirección de la máximo coeficiente de permeabilidad, k_{w1}

s_2 , dirección de la mínima coeficiente de permeabilidad, k_{w2}

ρ_w , densidad del agua

g , aceleración de la gravedad

m_2^w , coeficiente de cambio de volumen de agua con respecto al cambio en la succión mátrica, ($u_a - u_w$)

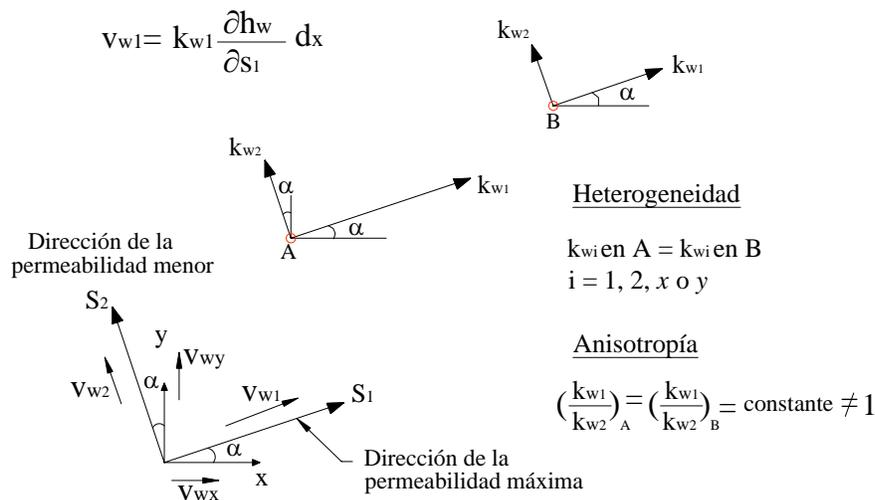


Figura 4.32. Variación de la permeabilidad en un suelo no saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Los términos k_{w1} y k_{w2} son los coeficientes de permeabilidad máximos y mínimos en las direcciones x - y , respectivamente. Estos coeficientes pueden variar con respecto a la ubicación en las direcciones x - y . Para las condiciones en el que el suelo se considera isotrópico, los valores de k_{w1} y k_{w2} son iguales, por lo que se obtiene la siguiente ecuación:

$$k_w \frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial k_w}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + k_w \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} = m_2^w \rho_w g \frac{\partial h_w}{\partial t} \quad (4.39)$$

La ecuación 4.38 puede ser utilizada para resolver problemas de flujo de agua a través de un sistema de flujo con suelo saturado-no saturado. Para la zona saturada, el coeficiente de permeabilidad se iguala al coeficiente de permeabilidad saturado, k_s , el cual puede variar debido a la homogeneidad o anisotropía del suelo. De igual manera el coeficiente de cambio volumétrico de agua, m_2^w , se acerca al valor del coeficiente de cambio volumétrico m_v , a mediada que el suelo se satura.

▪ Solución de problemas de flujo no establecido en dos dimensiones

Como se mencionó en la sección 4.5.1, uno de los métodos más utilizados para resolver este tipo de problemas es el elemento finito.

Las solución para la ecuación 4.38 (utilizando el principio de Galerkin) es (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\int_A [B]^T [k_w] [B] dA \{h_{wn}\} + \int_A [L]^T \lambda [L] dA \frac{\partial \{h_{wn}\}}{\partial t} - \int_S [L]^T \bar{v}_w dS = 0 \quad (4.40)$$

donde,

$[B]$, matriz de las coordenadas de área, la cual se puede escribir como (Figura 4.24):

$$\frac{1}{2A} \begin{Bmatrix} (y_2 - y_3) & (y_3 - y_1) & (y_1 - y_2) \\ (x_3 - x_2) & (x_1 - x_3) & (x_2 - x_1) \end{Bmatrix}$$

$x_i, y_i (i=1,2,3)$, coordenadas cartesianas de los tres puntos nodales del elemento;

A , área del elemento

$[k_w]$, tensor del coeficiente de permeabilidad del agua para el elemento, el cual se puede escribir:

$$\begin{bmatrix} k_{wxx} & k_{wxy} \\ k_{wyx} & k_{wyy} \end{bmatrix}$$

$\{h_{wn}\}$, matriz de carga hidráulica en los nodos, desarrollada se expresa como:

$$\begin{Bmatrix} h_{w1} \\ h_{w2} \\ h_{w3} \end{Bmatrix}$$

$[L]$, matriz de las coordenadas del elemento $\{L_1, L_2, L_3\}$

L_1, L_2, L_3 , coordenadas de puntos en el elemento, las cuales están relacionadas a las coordenadas cartesianas de cada nodo

$$L_1 = (1/2A)\{(x_2y_3 - x_3y_2) + (y_2 - y_3)x + (x_3 - x_2)y\}$$

$$L_2 = (1/2A)\{(x_3y_1 - x_1y_3) + (y_3 - y_1)x + (x_1 - x_3)y\}$$

$$L_3 = (1/2A)\{(x_1y_2 - x_2y_1) + (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y\}$$

x, y , coordenadas cartesianas de un punto dentro del elemento

$$\lambda = \rho_w g m_2^w$$

\bar{v}_w , velocidad del flujo de agua en una dirección perpendicular a la frontera del elemento

S , perímetro del elemento

Lo primero por hacer para resolver estos problemas es determinar las fronteras de los estratos de suelo; para ello se hacen exploraciones. Las condiciones de frontera del sistema de flujo se obtienen utilizando piezómetros y datos hidrológicos. Las propiedades del suelo, como los coeficientes de permeabilidad, k_w , y coeficientes de cambio de volumen, m_2^w , pueden ser medidos *in situ* o en pruebas de laboratorio.

La discretización de la presa de tierra es similar a la que se mostró en la Figura 4.23. En el siguiente ejemplo, el suelo se asume isotrópico con respecto a su coeficiente de permeabilidad y la función de permeabilidad usada en el análisis se muestra en la Figura 4.33. El coeficiente de permeabilidad saturado, k_s , es 1×10^{-7} m/s. La presión de poro del aire se asume con un valor igual al atmosférico. Por lo tanto, los valores de succión mátrica en la Figura 4.33 son numéricamente iguales a la presión de poro del agua, por lo que pueden ser expresados como carga de presión de poro del agua, h_p . El coeficiente de cambio de volumen de agua, m_2^w , que se utiliza en el análisis tiene un valor de 1.0×10^{-3} kPa $^{-1}$.

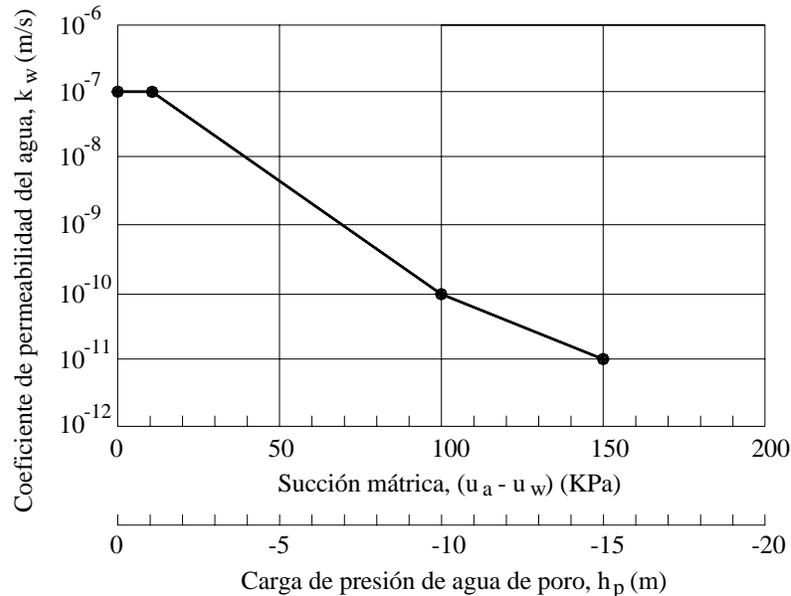


Figura 4.33. Función de permeabilidad para el análisis de flujo de agua en estado establecido a través de una presa con suelo isotrópico (Fredlund & Rahardjo, 1993)

El estudio se inicia en una condición de estado establecido, en la cual se encuentra la presa o bordo de tierra antes de ser llenado su vaso (nivel inicial de agua de 4 m). En el tiempo igual a cero, el nivel de agua en la presa se eleva instantáneamente hasta una altura de 10 m, manteniéndose a ese nivel durante todo el proceso de flujo. En dicho proceso la línea freática de la condición inicial en estado establecido va cambiando, presentándose el flujo de agua en estado no establecido, hasta el punto en que se establece de nuevo, Figura 4.34, lo cual ocurre en 819 días (19,656 hrs).

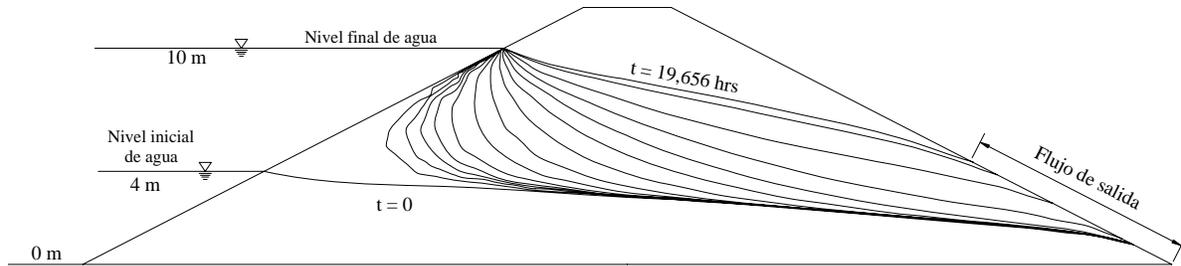


Figura 4.34. Posiciones transitorias de la línea freática (Fredlund & Rahardjo, 1993)

En las Figuras 4.35–4.38 se observa el desarrollo de las líneas equipotenciales, superficie freática y velocidades de flujo de agua a través de la presa para cuatro diferentes tiempos durante el proceso de transición.

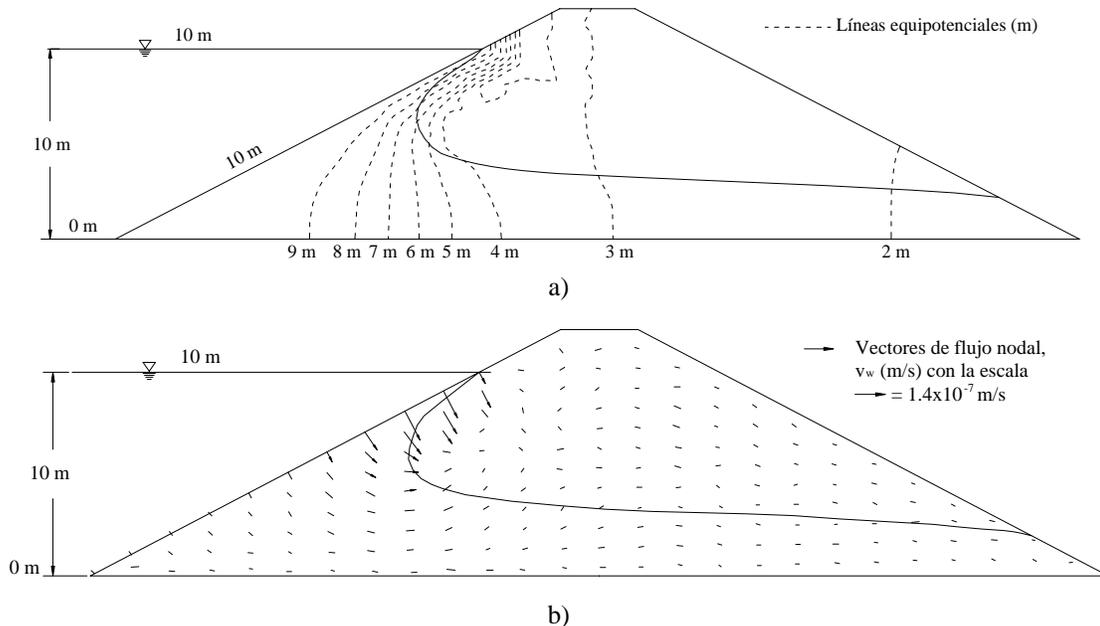


Figura 4.35. Flujo de estado no establecido a través de una presa de tierra (isotrópica), 36 min después del inicio; a) Líneas equipotenciales; b) Vectores nodales de velocidad de flujo a través de la presa (Fredlund & Rahardjo, 1993)

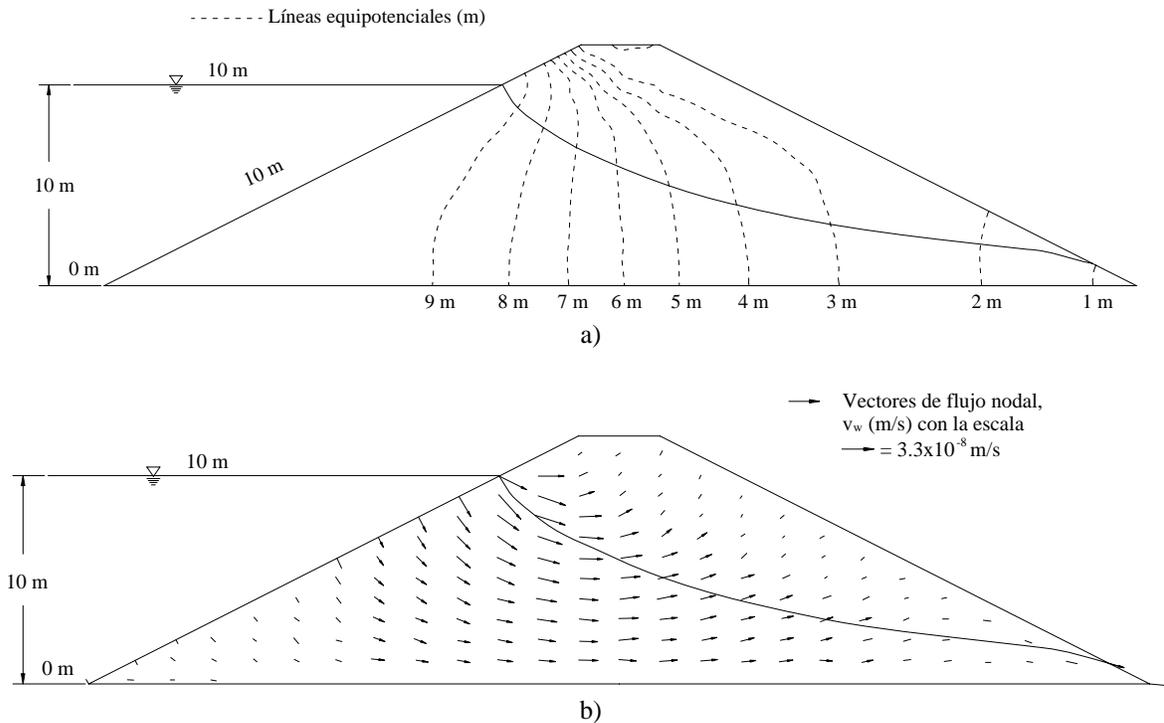


Figura 4.36. Flujo de estado no establecido a través de una presa de tierra (isotrópica), 1032 hrs (43 días) después del inicio; a) Líneas equipotenciales; b) Vectores nodales de velocidad de flujo a través de la presa (Fredlund & Rahardjo, 1993)

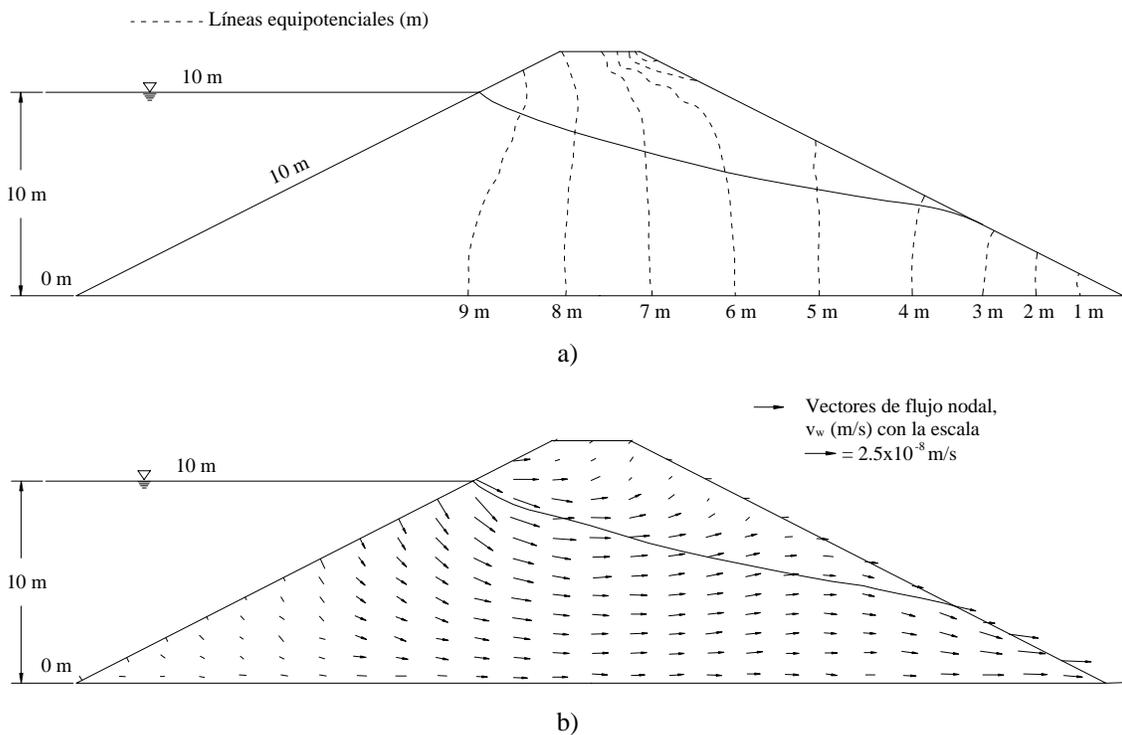


Figura 4.37. Flujo de estado no establecido a través de una presa de tierra (isotrópica), 3147 hrs (131 días) después del inicio; a) Líneas equipotenciales; b) Vectores nodales de velocidad de flujo a través de la presa (Fredlund & Rahardjo, 1993)

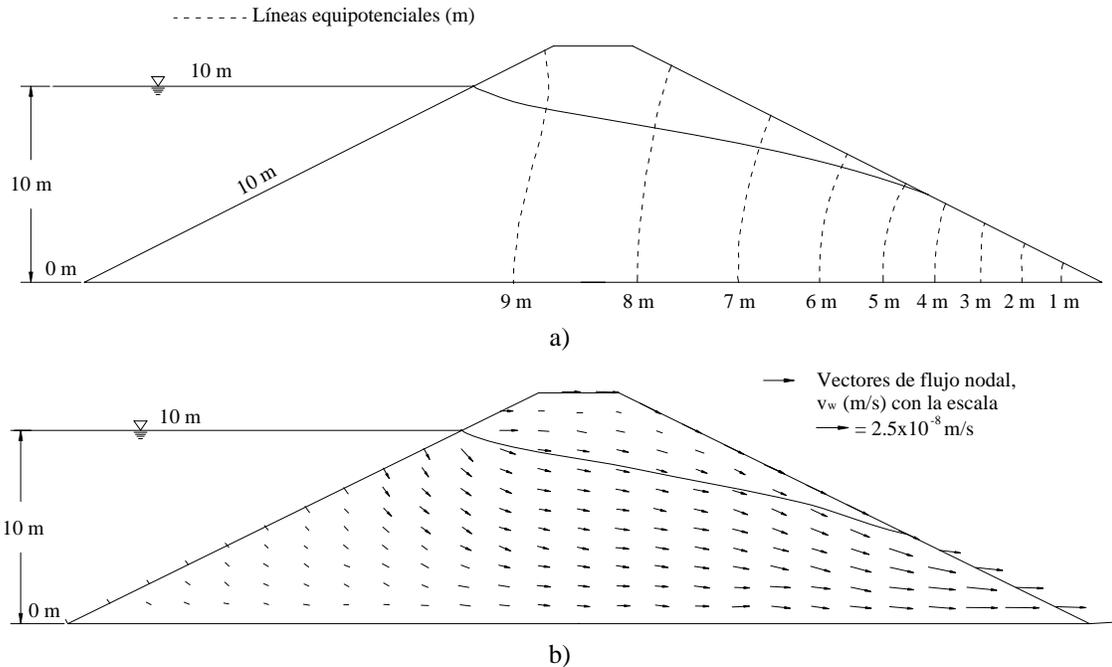


Figura 4.38. Flujo de estado no establecido a través de una presa de tierra (isotrópica), 19,959 hrs (819 días) después del inicio; a) Líneas equipotenciales; b) Vectores nodales de velocidad de flujo a través de la presa (Fredlund & Rahardjo, 1993)

El incremento en el nivel de agua de la presa provoca un incremento en la presión de poro del agua conforme pasa el tiempo, esto se demuestra con el avance de las líneas equipotenciales. Debe notarse que las líneas equipotenciales se extienden de la zona saturada a la no saturada. En otras palabras, el flujo de agua se presenta tanto en la zona saturada como en la zona no saturada como resultado de la diferencia de la carga hidráulica y líneas equipotenciales, Figuras 4.35a, 4.36a, 4.37a, 4.38a. El flujo de agua en las dos zonas se observa directamente en los vectores de velocidad de flujo que existen en ambas zonas, Figuras 4.35b, 4.36b, 4.37b, 4.38b. La cantidad de agua que fluye en la zona no saturada depende de la magnitud de la diferencia en el coeficiente de permeabilidad con respecto a los cambios de succión mátrica.

Otra aplicación muy útil que podrían tener los modelos de suelos no saturados es cuando se estudia el vaciado rápido de algún embalse o laguna. En la sección 3.2.2 se explica la definición de vaciado rápido, ahí se explica que este proceso puede dividirse en dos fases (tiempo de consolidación del talud mayor mucho mayor que el tiempo de vaciado y tiempo de consolidación menor que el tiempo de vaciado). En el caso de lagunas de estabilización, puesto que los bordos están compuestos en su mayoría por materiales finos, la fase que se presenta es la primera; esta fase considera que las presiones de poro tardan un cierto tiempo en disiparse, provocando condiciones muy desfavorables para la estabilidad del talud. Utilizando los modelos de suelos no saturados, es posible calcular las posiciones transitorias de las líneas freáticas y el tiempo en que se disiparán las presiones de poro.

4.5. Cambio de volumen en suelos no saturados

Los cambios de volumen en un suelo no saturado se pueden expresar en términos de las deformaciones o de los movimientos relativos de las fases del suelo, para ello es necesario establecer variables de estado de deformación que sean consistentes con principios de mecánica de medio continuo multifase (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Para describir los cambios de volumen asociados con un suelo no saturado se requieren dos conjuntos de variables de estado de deformación; entre las variables de estado de deformación que se utilizan, se encuentran las asociadas con la estructura del suelo, la fase de agua, los cambios en la relación de vacíos, cambios en la porosidad y cambios en el contenido de agua.

4.5.1. Relaciones constitutivas

Las relaciones constitutivas para suelos no saturados se formulan ligando variables de estado de deformación seleccionadas con variables de estado de esfuerzos apropiados. Las variables de estado de deformación deben satisfacer el requerimiento de continuidad. La relación de variables de estado de deformación y esfuerzo resulta en la incorporación de coeficientes de deformación volumétrica.

Existen varias formas de relaciones constitutivas, la más empleada en mecánica de suelos no saturados es la aproximación semi-empírica, la cual está basada en evidencia experimental observando el comportamiento de muchos materiales (Fredlund & Rahardjo, 1993).

- **Relación constitutiva para la fase sólida.**

Las relaciones constitutivas para un suelo saturado son formuladas de acuerdo con la ley generalizada de Hooke usando variables de esfuerzo efectivo. En suelos no saturados, estas relaciones pueden ser formuladas como una extensión de las ecuaciones usadas en suelos saturados, si se utilizan las variables de estado de esfuerzo apropiadas. Suponiendo un suelo isotrópico, elástico lineal y no saturado, se asumen como variables de estado de esfuerzo a $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$, con lo que se tienen las siguientes relaciones constitutivas para la estructura del suelo, asociadas con las deformaciones normales en las direcciones x -, y -, z - escritas en forma incremental (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$d\varepsilon_x = \frac{d(\sigma_x - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E} d(\sigma_y + \sigma_z - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (4.41)$$

$$d\varepsilon_y = \frac{d(\sigma_y - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E} d(\sigma_x + \sigma_z - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (4.42)$$

$$d\varepsilon_z = \frac{d(\sigma_z - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E} d(\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (4.43)$$

donde,

H , módulo de elasticidad para la estructura del suelo con respecto al cambio en la succión mátrica, $(u_a - u_w)$

E , módulo de elasticidad en la estructura del suelo

σ_x , esfuerzo normal total en la dirección x -

σ_y , esfuerzo normal total en la dirección y -

σ_z , esfuerzo normal total en la dirección z -

G , módulo de cortante.

μ , relación de Poisson

$d\varepsilon$, cambio en la deformación volumétrica en la dirección x -, y -, z -.

Estas ecuaciones representan las relaciones constitutivas para la estructura del suelo. Un cambio en la deformación volumétrica del suelo para cada incremento, $d\varepsilon_v$, puede obtenerse sumando los cambios en las deformaciones normales en las direcciones x -, y -, z - (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_x + d\varepsilon_y + d\varepsilon_z \quad (4.44)$$

donde ,

$d\varepsilon_v$, cambio en la deformación volumétrica para cada incremento.

La suma de los cambios en la deformación volumétrica para cada incremento, proporciona la deformación volumétrica final para el suelo.

▪ Relación constitutiva para la fase líquida.

Para describir completamente los cambios de volumen en un suelo no saturado es necesario conocer también la relación constitutiva para la fase gaseosa y líquida. La relación constitutiva de la fase líquida describe el cambio de volumen que el agua presente en la estructura del elemento de suelo bajo varias condiciones de esfuerzo. Se supone que el agua es incompresible; además, la ecuación es válida tanto para la red de flujo de humedecimiento y de drenaje del elemento. La relación constitutiva para la fase líquida puede formularse de una manera semiempírica en las bases de una combinación lineal de las variables de estado de esfuerzo. En una forma incremental, la ecuación constitutiva se puede escribir (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\frac{dV_w}{V_0} = \frac{3}{E_w} d(\sigma_{prom} - u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H_w} \quad (4.45)$$

Siendo la suma de los cambios de volumen de agua en cada incremento la que proporciona el cambio final en el volumen de agua (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\frac{\Delta V_w}{V_0} = \sum \frac{dV_w}{V_0} \quad (4.46)$$

donde,

σ_{prom} , promedio del esfuerzo normal total $(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$

E_w , módulo volumétrico del agua asociado con un cambio en $(\sigma - u_a)$

H_w , módulo volumétrico del agua asociado con un cambio en $(u_a - u_w)$

V_w , volumen del agua

V_0 , volumen inicial del elemento de suelo no saturado

▪ Cambio en el volumen de aire.

El cambio en el volumen de aire en un elemento puede calcularse como la diferencia entre los cambios de volumen de la estructura de suelo y el agua. El requerimiento de continuidad puede también escribirse en una forma incremental usando el cambio de deformación volumétrica, $d\varepsilon_v$, (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$d\varepsilon_v = \frac{dV_w}{V_0} + \frac{dV_a}{V_0} \quad (4.47)$$

donde,

V_a , volumen del aire

Las relaciones constitutivas de un suelo no saturado pueden presentarse gráficamente en la forma de superficies constitutivas Figura 4.39. La variable de estado de deformación es dibujada con respecto a las variables de estado ($\sigma_{mean}-u_a$) y (u_a-u_w) . Los coeficientes usados en las ecuaciones constitutivas son las pendientes de la superficie constitutiva en un punto. Las pendientes son con respecto a ambos ejes. Los coeficientes de la superficie constitutiva son referidos como “coeficientes de deformación volumétrica”. Estos coeficientes varían desde un estado de esfuerzos a otro por una superficie constitutiva curvada. En la Figura 4.39a, se muestra la superficie constitutiva de la estructura del suelo, mientras que en la Figura 4.39b, la superficie constitutiva de la fase de agua.

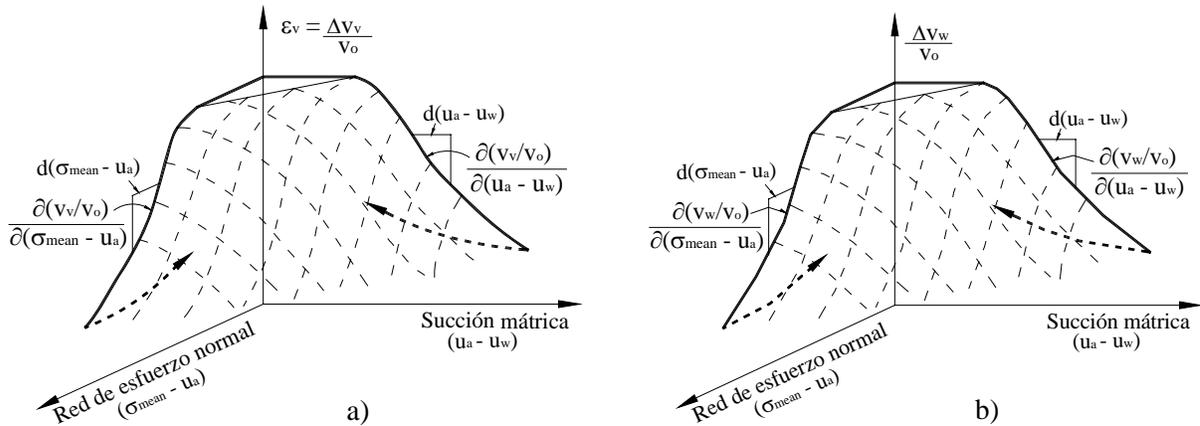


Figura 4.39. Superficies constitutivas tridimensionales para un suelo no saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993)

4.5.2. Ecuaciones de compresibilidad para suelos no saturados

Las ecuaciones de las relaciones constitutivas antes mencionadas pueden rescribirse en una forma de compresibilidad, lo cual es más común para mecánica de suelos. La forma de compresibilidad en la ecuación constitutiva para un suelo saturado se escribe (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$d\varepsilon_v = m_v d(\sigma - u_w) \quad (4.48)$$

donde,

m_v , coeficiente de cambio de volumen

La forma de compresibilidad para la ecuación constitutiva de la estructura del suelo para un suelo no saturado bajo carga general tridimensional es (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$d\varepsilon_v = m_1^s d(\sigma_{med} - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \quad (4.49)$$

donde,

m_1^s , coeficiente de cambio de volumen con respecto al esfuerzo normal neto.

m_2^s , coeficiente de cambio de volumen con respecto a la succión mátrica.

σ_{med} , esfuerzo normal medio

Los coeficientes de cambio de volumen m_1^s y m_2^s son llamados “compresibilidades”, ya que son una relación esencial entre cambios en la deformación volumétrica y variables de esfuerzo.

Los signos negativos de los coeficientes de cambio de volumen, son el resultado de que E y H sean negativos para suelos típicos. Los coeficientes de cambio de volumen varían en una forma no-lineal, pero puede considerarse que es constantes para pequeños incrementos de esfuerzo o deformación.

La forma de compresibilidad de la ecuación constitutiva para la fase líquida, para un suelo no saturado bajo carga tridimensional, se puede escribir como (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_1^w d(\sigma_{mean} - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \quad (4.50)$$

donde,

m_1^w , coeficiente de cambio de volumen con respecto al esfuerzo normal neto.

m_2^w , coeficiente de cambio de volumen con respecto a la succión mátrica.

Ecuaciones constitutivas similares en forma de compresibilidad pueden escribirse para condiciones de carga específicas. Los coeficientes m , son vistos como otra forma de coeficientes de deformación volumétrica del suelo.

4.6. Resistencia al esfuerzo cortante en suelos parcialmente saturados

La resistencia al esfuerzo cortante está relacionada a múltiples problemas geotécnicos como la capacidad de carga, presiones laterales de tierra y estabilidad de taludes. En suelos saturados, esta resistencia se describe utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb y el concepto de esfuerzo efectivo:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w)_f \tan \phi' \quad (4.51)$$

donde,

τ_f , esfuerzo cortante aplicado en el plano de falla durante la falla

c' , cohesión efectiva

$(\sigma - u_w)_f$, esfuerzo efectivo normal al plano de falla durante la falla

σ , esfuerzo normal total en el plano de falla

u_w , presión de poro del agua

ϕ' , ángulo de fricción interna efectivo

La ecuación 4.51 define la envolvente de falla que representa las posibles combinaciones de esfuerzo cortante y normal efectivo en el plano de falla durante la falla, Figura 4.40. Esta envolvente de falla se encuentra al dibujar una línea tangente a una serie de círculos correspondientes a las condiciones de falla. La pendiente de la línea nos proporciona el ángulo efectivo o ángulo de fricción interna, ϕ' , y la interpretación con las ordenadas es lo que se llama cohesión efectiva c' .

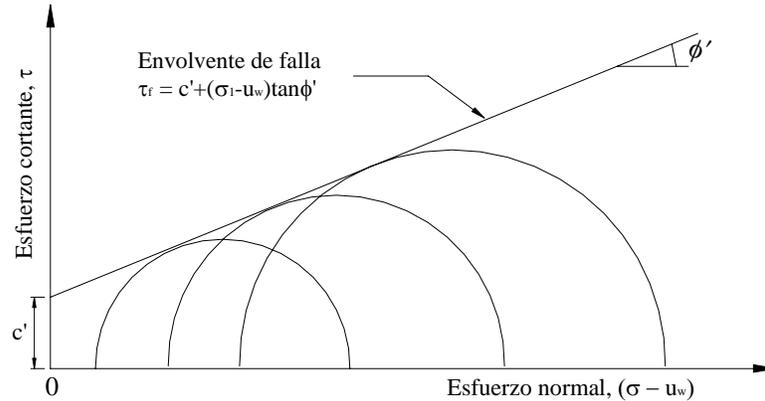


Figura 4.40. Círculos de Mohr-Coulomb y envolvente de falla (Fredlund & Rahardjo, 1993)

La envolvente de falla es una medida de la habilidad del suelo para soportar esfuerzos cortantes aplicados. El suelo fallará cuando los esfuerzos cortantes aplicados excedan la resistencia al esfuerzo cortante (Fredlund & Rahardjo, 1993).

El criterio de falla y mayor detalle sobre la resistencia al corte en suelos saturados, se encuentra en Juárez (2002), Lambe & Withman (2001), Terzaghi, Peck & Mesri (1996), Budhu (2000) entre otros.

4.6.1. Ecuación de esfuerzo cortante y envolvente de falla en suelos no saturados

La ecuación del esfuerzo cortante de un suelo no saturado puede ser una ampliación de la ecuación de Mohr-Coulomb, si ésta última se formula en términos de variables de estado independientes. Se ha demostrado en la práctica que las variables de estado de esfuerzos $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$, son las combinaciones más adecuadas. Usando estas variables de esfuerzo, la ecuación de esfuerzo cortante se escribe como sigue (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (4.52)$$

donde,

c' , cohesión efectiva, que se refiere a la intersección de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb y el eje de esfuerzo cortante donde el esfuerzo normal neto y la succión mátrica en la falla son cero.

$(\sigma_f - u_a)_f$, estado de esfuerzo normal al plano de falla

u_{af} , presión de poro del aire aplicado en el plano de falla

ϕ' , ángulo de fricción interna asociado a la variable de estado del esfuerzo normal $(\sigma_f - u_a)_f$

$(u_a - u_w)_f$, succión mátrica en el plano de falla

ϕ^b , ángulo que indica la razón de incremento en el esfuerzo cortante relacionado a la succión mátrica $(u_a - u_w)_f$

En suelos no saturados, los círculos de Mohr correspondiente a las condiciones de falla pueden ser dibujados de manera tridimensional, Figura 4.41. En este caso, se dibuja el esfuerzo cortante, τ , en el eje de las ordenadas y las dos variables de estado de esfuerzo, $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ como abscisas. El plano frontal representa un suelo saturado donde la succión mátrica es cero. En el plano frontal, el eje $(\sigma - u_a)$ se convierte en el eje $(\sigma - u_w)$ cuando el suelo se satura y la presión de poro del aire, u_a , se iguala a la presión de poro de agua, u_w .

Los círculos de Mohr para los suelos parcialmente saturados son dibujados con respecto al eje de los esfuerzos normales $(\sigma - u_a)$, de la misma manera como se dibujan los círculos para los suelos saturados con respecto al eje de esfuerzos efectivos, $(\sigma - u_w)$. De cualquier manera, la posición de los círculos de Mohr en el diagrama de tres dimensiones es función de la succión mátrica, Figura 4.41. A la superficie tangente a los círculos de Mohr durante la falla se le conoce como extensión de la envolvente de falla de los círculos de Mohr, en suelos no saturados.

La inclinación del plano teórico de falla se define uniendo el punto de tangencia del plano de falla en el círculo de Mohr con el punto de polo, esto se explica detalladamente en el tercer capítulo de Fredlund & Rahardjo (1993). Ese punto de intersección o tangencia representa el estado de esfuerzos en el plano de falla durante la falla.

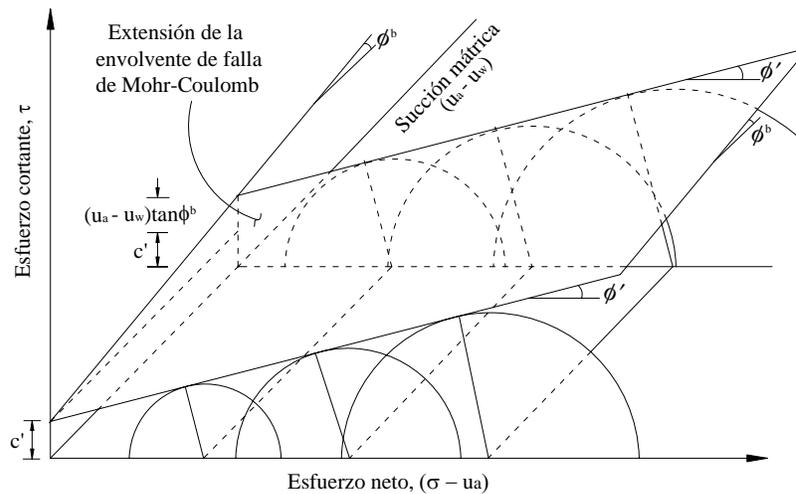


Figura 4.41. Extensión de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb para suelos parcialmente saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993)

La Figura 4.41 muestra una superficie envolvente de falla que intercepta el eje de los esfuerzos cortantes, dando una cohesión en la intersección, c' . La envolvente tiene ángulo de inclinación ϕ' y ϕ^b con respecto a los ejes $(\sigma - u_a)$ y $(\sigma - u_w)$, respectivamente. Se asume que ambos ángulos son constantes. El valor de la cohesión, c' , y los ángulos de falla ϕ' y ϕ^b son los parámetros utilizados para relacionar los esfuerzos cortantes y las variables de estado de esfuerzo.

Otras formas de representar la superficie envolvente de falla se muestra en la Figura 4.42, donde se tiene dos posibles combinaciones de las variables de estado de esfuerzo. En la Figura 4.42a se muestra la envolvente de falla definida en términos de las variables de estado de esfuerzo $(\sigma - u_w)$ y $(u_a - u_w)$, mientras que la Figura 4.42b se define en términos de las variables de estado de esfuerzo $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$.

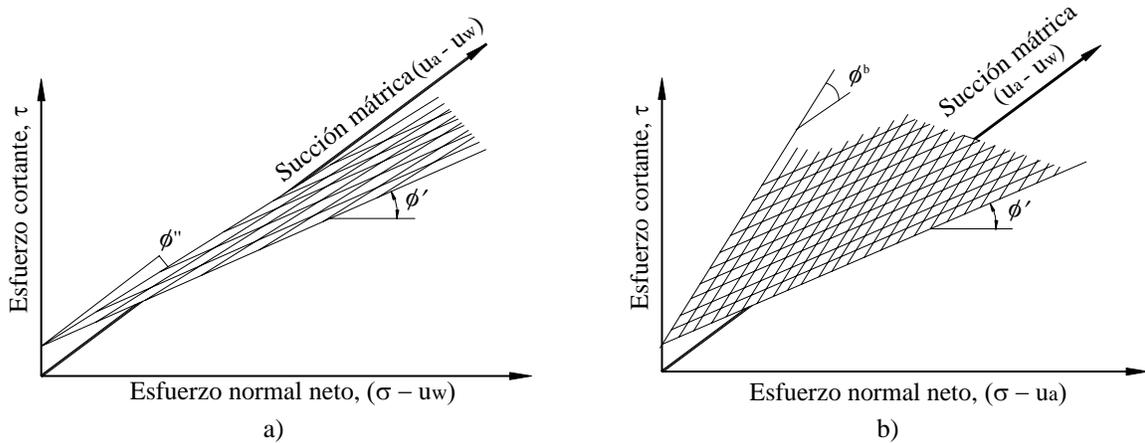


Figura 4.42. Envolvente de falla extendida representada con respecto a dos posibles combinaciones de las variables de estado de esfuerzo (Fredlund & Rahardjo, 1993)

La envolvente de falla de Mohr-Coulomb extendida puede ser una superficie plana o presentar una cierta curvatura. La ecuación 4.52 considera una superficie de falla plana, aunque en algunas ocasiones se puede utilizar ésta ecuación para superficies curvas cuando se tienen cambios limitados en las variables del estado de esfuerzo. Una explicación de las técnicas para la resolución de planos de falla curvos se encuentra en Fredlund & Rahardjo (1993).

CAPITULO 5

COMPARACIÓN DEL DISEÑO DE LAGUNAS, UTILIZANDO SUELOS SATURADOS Y NO SATURADOS

A lo largo de este trabajo se ha hecho énfasis en que uno de los problemas principales que ocasionan fallas en lagunas de estabilización son los problemas geotécnicos. Por tal razón, en los capítulos anteriores se plantearon los puntos importantes para el diseño y construcción de lagunas de estabilización considerando suelos saturados; además, de manera general, se describió a los suelos no saturados y sus propiedades básicas. Ésto se hizo con el fin de comparar los procedimientos de cálculo que se proponen en suelos no saturados y los usados convencionalmente donde se considera que el suelo se encuentra saturado. La inquietud de esta comparación nace del hecho de que los bordos en las lagunas de estabilización nunca llegan a estar saturados completamente. Además, se debe recordar que el suelo donde se coloca esta estructura tampoco está saturado, a menos que el nivel de aguas freáticas esté muy elevado (lo cual no es lo más recomendable).

Como se mencionó en el capítulo 2, las lagunas de estabilización consisten en una estructura generalmente construida por excavación y bordos perimetrales de materiales térreos, los cuales deben ser diseñados para que sean impermeables y estables. Con el tiempo, prácticamente es inevitable la presencia de un flujo a través de los bordos y su cimentación, Figura 3.6. Esto puede provocar varios problemas, los cuales son resueltos normalmente con teorías de mecánica de suelos clásica (suelos saturados). Ahora bien, si consideramos el problema de manera más realista, tomando en cuenta la no-saturación del suelo, las variables del problema cambian y se generan varias preguntas sobre el comportamiento del suelo y su análisis.

Por ejemplo, durante la construcción de los bordos el grado de saturación del suelo varía alrededor del 85%; al no estar saturado el suelo se tiene presión de aire y agua de poro, por lo que algunas de las incógnitas serían: ¿Cuál es la magnitud de estas presiones en cada etapa de la construcción?, ¿qué tan significativo es el valor de la presión de poro del aire?, ¿la presión de poro del aire provoca un incremento o decremento en la estabilidad de los bordos?, ¿qué tan conservadores son los factores de seguridad utilizados comúnmente?, ¿qué se disipa primero, la presión de poro del agua o la de aire?, ¿qué deformaciones se presentan como resultado de los cambios en los esfuerzos totales y en la disipación de las presiones de agua y aire de poro?, (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Por otro lado, si consideramos una laguna de estabilización localizada en una zona con un nivel de aguas freáticas relativamente profundo, se tiene que el agua por encima del nivel freático tiene valores de presión de poro del agua negativo. Comúnmente se considera que mientras se mantenga esta condición, no habrá movimiento vertical de fluidos procedentes de la laguna. Recientemente, se ha encontrado que ésto sí es posible; es decir, hay evidencia de que grandes volúmenes de agua y contaminante pueden llegar a estar en contacto aunque la presión de poro del agua sea negativa, Figura 5.1. De esto salen incógnitas como: ¿De que manera se debe modelar el flujo de agua en estas condiciones?, ¿qué equipo y procedimiento se debe utilizar para obtener el coeficiente de permeabilidad en laboratorio de suelos no saturados?, ¿qué efecto tiene la impermeabilización de la laguna sobre el montículo que forma el agua freática?, (Fredlund & Rahardjo, 1993).

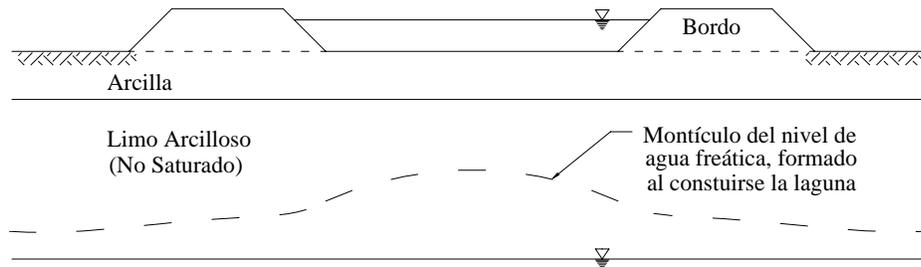


Figura 5.1. Ejemplo del montículo de agua formado debajo de una laguna de estabilización, debido al flujo a través de suelos no saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993)

La estabilidad de taludes en los bordos también está sujeta a dudas si consideramos suelos no saturados, algunos ejemplos son: ¿Qué tanto efecto tiene el ignorar la presión negativa de agua de poro en el cálculo de la estabilidad de taludes?, ¿qué deformaciones laterales se pueden anticipar como resultado en los cambios de las presiones de poro?, ¿qué cambios resultan en las presiones de poro después de un período prolongado de precipitación?, ¿cómo predecir razonablemente las presiones de poro?, (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Ahora bien, actualmente ¿qué tanto sabemos los ingenieros sobre la respuesta a estas preguntas?, ¿es probable que utilizando suelos no saturados se realicen mejores diseños, con menores posibilidades de falla y más económicos?. Lo que sí es seguro, es que los diseños serían más realistas.

A continuación se discute un poco los métodos convencionales y el de suelos no saturados, resaltando las diferencias principales en las ecuaciones que utiliza y las hipótesis que se hacen, así como los beneficios que tendrían en la utilización de las teorías de suelos no saturados.

5.1. Permeabilidad y flujo de agua

El análisis de flujo puede ser calculado en términos de suelos saturados y no saturados; en las secciones 3.2.2 y 4.3, respectivamente, se explican brevemente los procesos a seguir para estos cálculos. Aun así, existen algunos casos en los que es más útil la aplicación de suelos no saturados. En la Tabla 5.1 se enlistan las principales diferencias de estos dos métodos de análisis.

TABLA 5.1 PRINCIPALES DIFERENCIAS EN EL ANÁLISIS DE FLUJO, ENTRE SUELOS SATURADOS Y NO SATURADOS

Suelos saturados	Suelos no saturados
<ul style="list-style-type: none"> - k_w es constante dentro de un mismo suelo. La permeabilidad esta relacionada al valor del contenido de agua del suelo que también es constante. - No hay poros con aire, el suelo esta saturado. - Puesto que el suelo esta saturado, el agua fluye por toda la masa de suelo en estudio. La ley de Darcy es aplicable en todo momento. - Ecuación de flujo de Darcy: $v_x = k_x \frac{dh}{dx}; \quad v_y = k_y \frac{dh}{dy}$ 	<ul style="list-style-type: none"> - k_w es variable, depende del contenido de agua o de la succión mátrica en cada punto del suelo. - La dependencia del coeficiente de permeabilidad en el contenido de agua se basa en la hipótesis de que el flujo sólo se presenta a través de la porción saturada del suelo, por lo que los poros con aire se consideran como sólidos. - El agua fluye solamente a través de los poros llenos de agua. La ley de Darcy tiene limitaciones en su aplicación. - Ecuación de flujo de Darcy: $v_x = k_x(u_w) \frac{dh}{dx}; \quad v_y = k_y(u_w) \frac{dh}{dy}$
<ul style="list-style-type: none"> - En ambos casos, la ecuación diferencial parcial de flujo se obtiene al satisfacerse la conservación de la masa dentro de un elemento: $k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$ - La ecuación diferencial parcial es lineal, al igual que el flujo, donde la velocidad tiene una relación lineal con el gradiente hidráulico. - La solución de problemas de flujo en suelos saturados puede ser con redes de flujo o utilizando métodos numéricos. Es más útil emplear éstos últimos pues ayudan a tratar problemas con grandes heterogeneidades (cuando $k_x \neq k_y$). 	<ul style="list-style-type: none"> - La ecuación diferencial parcial es no-lineal puesto que la ley de flujo también lo es. - La presión de poro del agua cambia de un punto a otro, lo cual se refleja en la ecuación diferencial parcial de flujo, por lo que un suelo no saturado es similar a un suelo heterogéneo que tiene cambios constantes en el coeficiente de permeabilidad. - Para la solución de problemas de flujo de agua es necesario utilizar métodos numéricos como el elemento finito.

Como se puede observar en la tabla anterior, las ecuaciones en suelos no saturados son una extensión de las ecuaciones en suelos saturados.

Ahora bien, durante la construcción de los bordos el suelo nunca está saturado, pues se compacta utilizando contenidos de agua menores al de saturación. Una vez terminado el bordo y llenada la laguna, se va a establecer un flujo a través de los bordos y probablemente en la cimentación. En la sección 4.3, referente a la aplicación de flujo de agua en suelos no saturados, este proceso de flujo se divide en dos etapas: análisis de flujo variable (flujo no establecido) y análisis de flujo constante (estado establecido).

En la etapa inicial, donde se presenta flujo variable (flujo no establecido), se encuentra una diferencia muy notoria al considerar suelos saturados y no saturados. Como sabemos, el flujo no establecido se presenta en el llenado o vaciado de una laguna; considerando el llenado de la laguna, se sabe que las líneas freáticas cambian con el tiempo conforme se infiltra el agua a través del suelo. Cedergren (1989) explica un método de redes de flujo para condiciones transitorias; para ello expone el ejemplo de un bordo donde se trazan las líneas freáticas o líneas de saturación conforme el tiempo. En la Figura 5.2 se muestran las líneas de saturación reales (curvatura al llegar a la frontera), aunque es común utilizar una simplificación que consiste en dibujar las líneas freáticas como líneas rectas. Si comparamos ésta figura, con la Figura 5.3 (método de suelos no saturados), observamos que con redes de flujo el bordo o presa también se va saturando por etapas, pero las líneas de saturación no llegan al otro lado del bordo; en cambio, utilizando modelos con suelos no saturados, el agua fluye hasta llegar al final del bordo. En la Figura 5.3 nos damos cuenta que en el método de suelos no saturados se considera que el agua fluye a lo largo de esa frontera inferior impermeable.

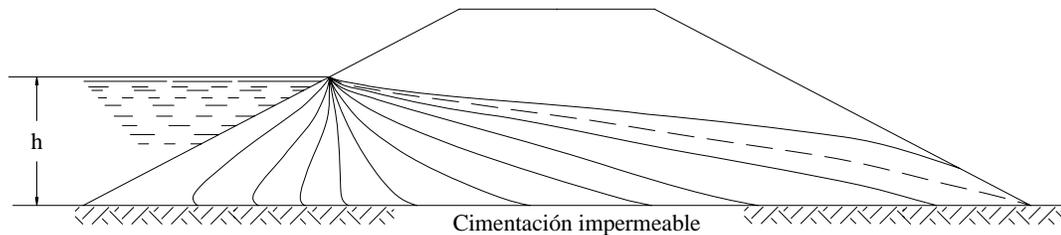


Figura 5.2. Estudio del movimiento de las líneas de saturación, utilizando redes de flujo transitorio (Cedergren, 1989)

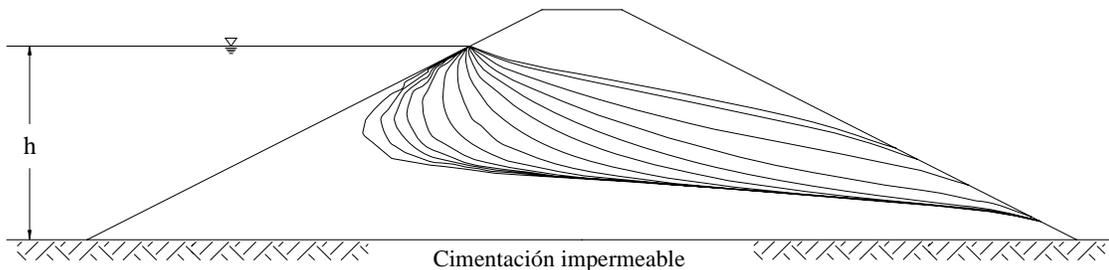


Figura 5.3. Posiciones transitorias de la línea freática, obtenidas con modelos de suelos no saturados (sección 4.3.2)

Después de un tiempo el flujo se establece y se requiere por tanto de un análisis de flujo constante (estado establecido). En este caso, la línea freática obtenida del análisis considerando suelos no saturados, es muy similar a la línea superior de corriente obtenida por el método de redes de flujo, Figura 5.4. De cualquier manera se presenta un error, pues el flujo también está presente por encima de la máxima línea de flujo.

En la Figura 5.5 también se observa la similitud entre las líneas de flujo obtenidas considerando suelos saturados y no saturados, pero también se observa que el flujo cruza esta línea freática, entrando en la zona no saturada, lo que indica que la línea considerada en redes de flujo como la máxima línea de flujo, realmente no lo es. Freeze (1971) y Papagiannakis & Fredlund (1984) mencionan que las hipótesis incorrectas que se hacen en el análisis de redes de flujo con respecto a la línea superior de flujo pueden ser evitadas considerando la existencia de flujo entre las zonas de suelo saturado y no saturado.

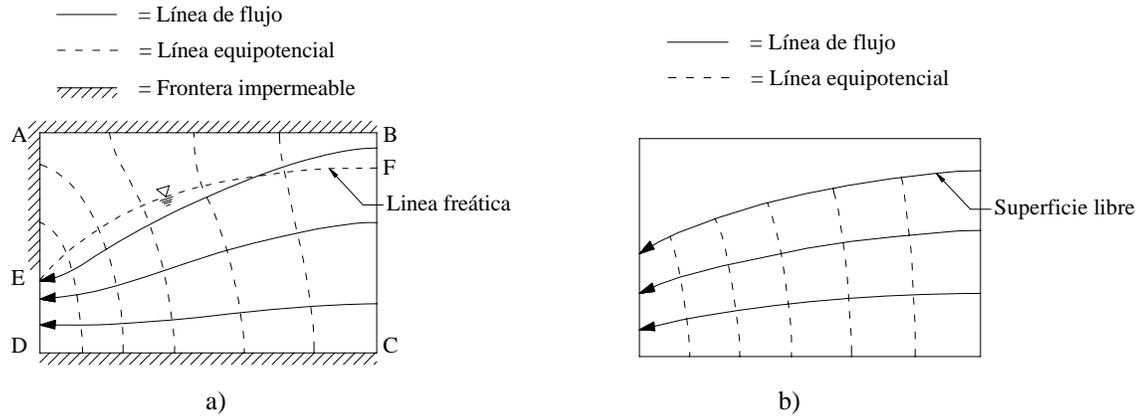


Figura 5.4. Flujo de agua en estado establecido: a) Red de flujo construida con un modelo de suelos no saturados; b) Red de flujo considerando el flujo sólo en la zona saturada (Fredlund & Rahardjo, 1993)

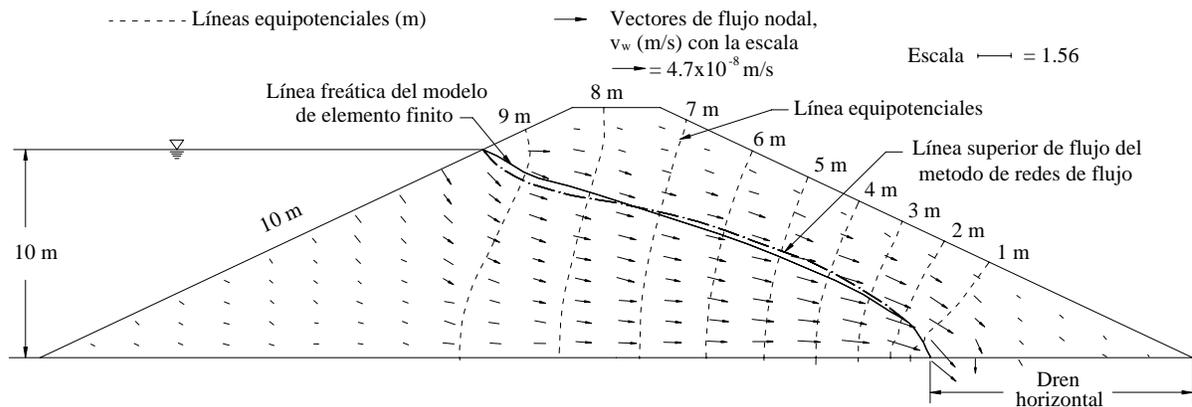


Figura 5.5. Líneas equipotenciales y vectores de flujo en una presa de tierra isotrópica con un dren horizontal (sección 4.3.1)

Otros ejemplos de flujo de agua en los que se considera mejor la aplicación de suelos no saturados son:

1. En el caso de la impermeabilizar la laguna con suelos compactados (sección 3.3.3) el problema es que no están saturados, pues su compactación se hace con contenidos de agua menores al de saturación. Por eso, el flujo al que están sometidos puede ser calculado mediante suelos no saturados.
2. Cuando se presentan infiltraciones en una laguna es útil el empleo de suelos no saturados, pues los contaminantes utilizan como principal agente de transporte al agua y muchas veces los suelos donde se desplantan las lagunas no están saturados.
3. Otra aplicación es cuando se presentan suelos problemáticos (Anexo B) como suelos expansivos y colapsables. Estos suelos, en presencia de agua, tienen inestabilidades que pueden afectar a las estructuras que estén sobre ellos, de aquí la conveniencia de su estudio considerando suelos no saturados.

5.2. Cambios de volumen y resistencia al corte

Al igual que en el análisis de flujo de agua, el análisis de cambios de volumen y la resistencia al corte en suelos no saturados son una extensión de la teoría utilizada en suelos saturados. En las Tablas 5.2 y 5.3 se enlistan las ecuaciones básicas que se utilizan; como se observa, las ecuaciones son similares, siendo la diferencia la presencia del parámetro de succión mátrica en el caso de suelos no saturados.

TABLA 5.2 PRINCIPALES DIFERENCIAS EN EL ANÁLISIS DE CAMBIO DE VOLUMEN, ENTRE SUELOS SATURADOS Y NO SATURADOS

Suelos saturados	Suelos no saturados
- Al considerar el suelo saturado se tiene solo una ecuación de compresibilidad: $d\varepsilon_v = m_v d(\sigma - u_w)$	- La ecuación de compresibilidad para suelos no saturados puede ser de la estructura y de la fase líquida del suelo: Ecuación de la estructura, $d\varepsilon_v = m_1^s d(\sigma_{med} - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w)$ Ecuación de la fase líquida, $\frac{dV_w}{V_0} = m_1^w d(\sigma_{med} - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w)$ donde, σ_{med} , esfuerzo normal medio.

Además, como se observa en las siguientes figuras, la representación gráfica de los suelos saturados se hace en dos dimensiones, Figura 5.6a, mientras que en suelos no saturados se utilizan tres dimensiones, Figura 5.6b.

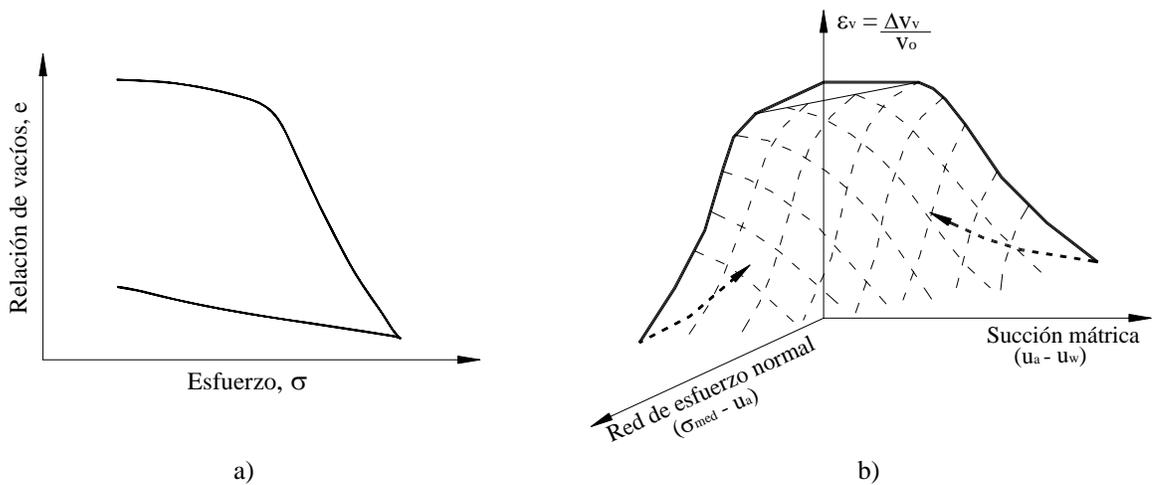


Figura 5.6. Representación gráfica de la compresibilidad de los suelos: a) Curva de compresibilidad en suelos saturados; b) Superficie constitutiva para suelos no saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993)

TABLA 5.3 PRINCIPALES DIFERENCIAS EN EL ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS SATURADOS Y NO SATURADOS

Suelos saturados	Suelos no saturados
- La ecuación de Mohr-Coulomb es: $\tau_f = c' + (\sigma - u_w)_f \tan \phi'$	- Ampliación de la ecuación de Mohr-Coulomb: $\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b$ donde, ϕ^b , ángulo que indica la razón de incremento en el esfuerzo cortante relacionado a la succión mátrica $(u_a - u_w)_f$

En el caso de resistencia al corte, la representación gráfica también se hace en dos y tres direcciones para suelos saturados y no saturados respectivamente, Figura 5.7.

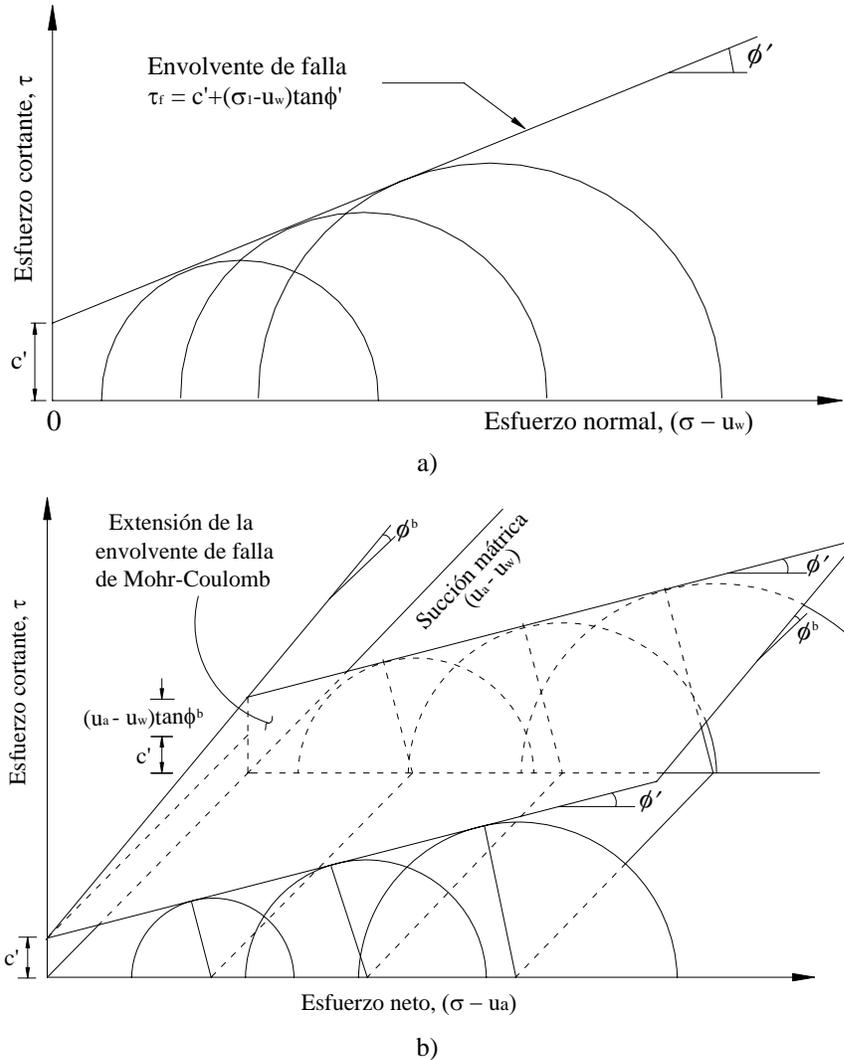


Figura 5.7. Representación gráfica de la resistencia al corte: a) Envolvente de falla en suelos saturados; b) Envolvente de falla en suelos no saturados (Sección 4.6.1)

▪ Cambios de volumen

En la teoría de suelos saturados, el cambio de volumen se define completamente con las variables del esfuerzo efectivo, $(\sigma - u_w)$, donde sólo se toma en cuenta la interacción entre la fase sólida y la líquida. Pero en la teoría de suelos no saturados, también se considera la relación entre el aire y el agua en los poros del suelo, con lo que se tienen dos variables de estado de esfuerzos, $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$.

Los cambios de volumen en suelos no saturados más comunes y dañinos son las expansiones y el colapso de los suelos. La expansión consiste en un incremento de volumen como resultado de una reducción en la succión mátrica (humedecimiento del suelo); mientras que el colapso es el decremento en el volumen del suelo, también efecto de la reducción en la succión mátrica. Ambos bajo la influencia de una carga constante. Entonces, se concluye que en suelos no saturados es necesario considerar además de los esfuerzos geoestáticos, los factores ambientales que pueden influir en la succión del suelo.

En lagunas de estabilización las expansiones se pueden presentar tanto en los bordos como en el fondo de la laguna, como efecto de las infiltraciones que se tienen; especialmente si no se toman las precauciones necesarias para evitar filtraciones y el uso de materiales expansivos en la construcción. Por otro lado, el colapso del suelo se puede presentar en los bordos si éstos son compactados del lado seco y con pesos volumétricos muy bajos.

La predicción de los cambios de volumen en suelos no saturados (expansión, colapso) puede ser representada mediante la teoría de suelos no saturados. Para ello, es necesario recordar que los principales factores que afectan o controlan estos cambios de volumen son los índices de cambio volumétrico (influenciados por las propiedades del suelo), así como las variables de estado presentes y futuras.

La predicción de los cambios de volumen en base a la succión mátrica no es extensamente usada por las dificultades que presenta la obtención del valor de succión mátrica. Normalmente estas predicciones se hacen en base a resultados de pruebas de laboratorio a odómetros unidimensionales, donde no se requiere medir la succión mátrica.

Aún así debe ser tomando en consideración el uso de las teorías de suelos no saturados, puesto que las condiciones reales en una laguna de estabilización y en muchas otras obras, es que el suelo no está saturado. Al presentarse esta condición, los cambios de volumen se deben a cambios en la succión mátrica o en los esfuerzos totales.

En Zepeda (2004) y Fredlund & Rahardjo (1993) se encuentra información más detallada sobre los cambios de volumen que se presentan en los suelos no saturados.

- **Resistencia al corte**

En el capítulo 3 se comentó que en lagunas de estabilización la inestabilidad en los bordos generalmente no tiene problema, pues son construidos con inclinaciones adecuadas que previenen su falla. Aún así es necesario realizar estudios de estabilidad; pues si no se tiene un control adecuado durante la construcción, es posible que las orillas de los bordos no estén correctamente compactados, lo cual puede causar inestabilidad de los taludes, especialmente ante la presencia de flujo de agua. Además, los cambios climáticos como lluvias y sequías prolongadas pueden ocasionar inestabilidad en los recubrimientos impermeables que comúnmente se utilizan en los bordos de las lagunas. Estos cambios climáticos provocan grietas en temporada de sequía, las cuales son muy dañinas ante las filtraciones en la temporada de lluvia. En las secciones 3.3.3 y 3.3.4 se habla un poco sobre la inestabilidad que pueden presentar los taludes, sea cuando se utiliza suelo compactado o geosintéticos para su impermeabilización.

Los problemas de estabilidad pueden ser estudiados tanto con teorías de suelos saturados como no saturados. La decisión de que teoría utilizar se hace tomando en cuenta las condiciones en las que se encuentre el talud, presa o bordo que se pretende estudiar. Por ejemplo, si las condiciones reales del suelo son en estado saturado, no queda más que utilizar la teoría convencional. En cambio, cuando en el suelo está no saturado y además se pretende representar el efecto que tendría una lluvia en un bordo o talud, se obtienen resultados más reales si se considera la teoría de suelos no saturados, donde se puede modelar estas condiciones claramente.

El análisis de estabilidad de taludes en suelos no saturados es una extensión de los análisis convencionales. En la teoría de suelos saturados, el estudio de la resistencia al corte utiliza parámetros como c' y ϕ' y σ' solamente, puesto que una hipótesis que se utiliza es que el suelo está saturado. En cambio, en la teoría de suelos no saturados se debe considerar la contribución de la zona saturada y no saturada. En este caso, se debe tomar en cuenta el efecto de la presión de poro negativa del agua, por encima del nivel freático; la cual es cero en la teoría de suelos saturados.

Incluso en suelos no saturados, en algunos casos es razonable ignorar las contribuciones de la presión de poro negativa del agua (succión mátrica), especialmente cuando la mayor parte de la superficie de falla se encuentra debajo del nivel de aguas freáticas. De cualquier manera, cuando esto no ocurre, es importante considerar dichas presiones negativas, con el fin de determinar con mayor precisión los factores de seguridad.

En la práctica, una de las principales razones por las que se ha limitado el considerar la succión mátrica es la dificultad de medir dichas presiones negativas y la manera de incorporarla al análisis. Pero actualmente se tiene un mayor entendimiento sobre el papel que desempeña la succión mátrica en el incremento de la resistencia al corte. Además, actualmente se han desarrollado diversos dispositivos para medir con mayor exactitud y facilidad las presiones de poro negativas del agua.

En Fredlund & Rahardjo (1993) se explica un poco más sobre los cálculos de estabilidad de taludes en suelos no saturados.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El primer paso para el diseño de una laguna de estabilización es la selección del sitio, el cual comúnmente es predeterminado por las autoridades municipales en función de los terrenos disponibles, la cercanía a los emisores de aguas negras, etc. Es decir, se designa un lugar sin estudiar otras posibilidades. En este primer paso es muy deseable contar con la opinión de un ingeniero geotécnico para que explique las implicaciones técnicas y tratamientos que se requieran en el terreno de cimentación.
- El segundo paso debiera ser estudiar las características del sitio, en las que se incluyen el origen y clasificación geológica de suelos y rocas, estratigrafía, clasificación geotécnica de los materiales de cada estrato, estructura y consistencia natural de los materiales de cada estrato, así como la posición del nivel freático. Para conocer las características del sitio es necesario realizar exploraciones, muestreos y pruebas de laboratorio geotécnicas. Este segundo paso muy rara vez se efectúa en la práctica del diseño y construcción de las mayorías de las lagunas de estabilización.
- El diseño geotécnico, que debiera iniciarse al concluir la etapa anterior de investigación debe incluir:
 - *Análisis de flujo de agua.* Con este análisis se cuantifica la cantidad de agua o contaminante que puede infiltrarse, además se conocen las presiones y fuerzas de flujo que se consideran en la estabilidad de taludes y excavaciones de las lagunas. Para el análisis de flujo de agua se utilizan redes de flujo.
 - *Análisis del vaciado rápido.* Éste ocurre cuando se da mantenimiento a la laguna o cuando se vacía para evitar derrames por alguna falla que se presente. El vaciado rápido provoca inestabilidad en los taludes.
 - *Diseño de filtros.* La colocación de filtros es justificable cuando pueden existir asentamientos diferenciales y posterior agrietamiento vertical, o si los materiales constitutivos del bordo son erosionables o dispersivos. La función del filtro es evitar que el agua infiltrada alcance a salir por el talud seco, iniciándose un proceso de tubificación. Se pueden utilizar filtros de materiales térreos o de geotextiles.
 - *Efectos sísmicos.* Se hace esta consideración siempre que la estructura se construye en lugares propensos a movimientos sísmicos. Los daños más frecuentes son la falla de la estructura por los movimientos del suelo, por licuación o asentamientos, así como agrietamientos que puede provocar tubificación.

- *Asentamientos.* Se pueden presentar asentamientos elásticos, consolidación primaria y secundaria. Estos asentamientos pueden provocar la falla de la estructura, por eso la importancia de tratar de evitarlos. Los asentamientos pueden tener diversas causas, como son: la compresibilidad de estratos en la cimentación, consolidación del material del bordo, llenado y vaciado rápido de la laguna, sismos y sobrecarga del bordo.
- *Consideraciones para el diseño de bordos.* Se deben cuidar factores como el tipo de material, el ancho de la corona, el bordo libre, la seguridad de la cimentación, estabilidad de taludes y protección contra oleaje. Algunas recomendaciones durante la construcción son:
 - Se recomienda que el material utilizado para la construcción de los bordos sea preferentemente del sitio; especialmente cuando se trata de suelos impermeables, sin material orgánico, no plástico y poco erosionables. Algunas veces se puede utilizar material permeable en la construcción de los bordos, siempre y cuando se garantice la impermeabilización a través de su mezcla con material impermeable o cemento, y/o se utilicen sistemas impermeabilizantes adecuados.
 - Se debe observar el comportamiento durante la construcción y vida útil de la estructura.
 - El ancho de la corona se recomienda al menos de tres metros, pues debe ser suficiente para la operación de la maquinaria de construcción. En el ancho no se toma en cuenta las zonas sin correcta compactación (orillas del bordo), ni los espesores para la protección contra oleaje.
 - E deben realizar los estudios pertinentes para evitar posibles fallas por tubificación, inestabilidad del suelo, reblandecimiento del suelo ante la saturación, etc.
 - Para evitar problemas con la cimentación, es necesario preparar el suelo; para ello se remueve todo material indeseable, como suelo orgánico, permeable, expansivo, colapsable, etc.; o bien, se realizan trabajos de mejoramiento.
 - Generalmente no se presenta mucho problema ante la estabilidad de taludes; aún así, es necesario revisar los factores de seguridad al final de la construcción, cuando el talud está seco, cuando está húmedo y ante el vaciado rápido.
 - Los bordos generalmente tienen pendientes de 1:3 en la parte interna y 1:2 o 1:2.5 en la parte externa.
 - Para la protección de los bordos contra oleaje y erosión, se recomienda utilizar enrocamiento, gaviones, suelo cemento, revestimientos de concreto o asfalto (como se utiliza en los canales), incluso se pueden utilizar membranas sintéticas.
- La impermeabilización es otro de los aspectos importantes al diseñar y construir lagunas de estabilización. Actualmente, las técnicas más utilizadas son la impermeabilización con suelos compactados e impermeabilización con geosintéticos en combinación con arcillas. En general, todos los tipos de recubrimientos impermeables deben cumplir con las siguientes características:
 - Ser estables ante los movimientos sísmicos, asentamientos y expansiones.
 - Capacidad de deformabilidad sin agrietamientos y resistencia al corte.
 - Presentar compatibilidad entre el revestimiento y los líquidos a contenerse en la laguna, por lo que se recomiendan evaluaciones previas.

- El revestimiento debe ser durable a largo plazo.
 - Tener permeabilidades menores a 1×10^{-7} cm/s.
 - La cimentación de todo revestimiento, al igual que en los bordos, debe ser diseñada para soportar los asentamientos estimados, filtraciones eventuales y proporcionar soporte estructural adecuado.
 - Estabilidad del revestimiento ante los gradientes hidráulicos que se puedan presentar.
 - El revestimiento debe ser protegido contra las inclemencias del ambiente, como heladas y desecación.
 - El diseño no debe basarse sólo en cálculos de permeabilidad empíricos, sino también en pruebas de laboratorio y campo.
- La impermeabilización con suelos compactados ha resultado ser muy útil. Para asegurar el correcto funcionamiento a corto y largo plazo de estos suelos, se debe tener un muy estricto control durante la construcción; para ello, se deben cumplir las siguientes recomendaciones:
 - Para garantizar permeabilidades menores a 1×10^{-7} cm/s (suelo compactado) se necesita al menos un espesor total de 60 cm y no mayor de 100 cm. Generalmente se utiliza arcilla, pues es un material manejable que presenta de manera natural la característica de baja permeabilidad.
 - Se recomienda utilizar arcillas de baja a mediana plasticidad y evitar las altamente plásticas (expansivas).
 - Suelos compactado por encima del óptimo generalmente presentan permeabilidades menores.
 - En lugares donde predominan altas temperaturas se debe asegurar la resistencia a la desecación y agrietamiento; para ello se puede utilizar arena arcillosa para construir el recubrimiento, pero se debe cuidar la cantidad de grava, arena y los contenidos de agua.
 - Control del potencial de compresibilidad y expansión del suelo utilizado.
 - El recubrimiento debe tener la capacidad de atenuar la posible contaminación del subsuelo y acuíferos.
 - Asegurar que los grumos de arcilla estén totalmente remoldeados y que los espacios entre grumos se eliminen.
 - Las capas por compactar no deben ser muy gruesas, para lograr eliminar grumos y alcanzar el grado de compactación deseado. Se recomiendan espesores iniciales de 20-23 cm sin compactar para que alcancen 15 cm al compactarse.
 - El suelo a utilizar como recubrimiento debe ser preparado, homogeneizando el contenido de agua y eliminando grava o materia orgánica.
 - Se deben controlar los principales factores que afectan la permeabilidad del revestimiento, como son el contenido de agua, el espesor de las capas de compactación, el tipo de equipo que se utilice y el número de pasadas que se apliquen.
 - En las especificaciones de compactación se debe tomar en cuenta el peso volumétrico máximo, el contenido de agua óptimo, así como la contracción del suelo, esfuerzos cortantes, etc.
 - Para satisfacer todos los puntos anteriores se deben tener especificaciones escritas y claras.

- Es posible utilizar como sistema de recubrimiento impermeable una combinación de geosintéticos y arcillas. Este tipo de barreras es efectivo, aunque algunas veces se tienen problemas con las uniones, por lo que se debe tener control adecuado durante su construcción. Para asegurar un buen comportamiento, se recomienda que el diseño se haga por especialistas, que el recubrimiento sea anclado a la corona, para asegurar la estabilidad; así como colocar un suelo como cubierta para evitar la erosión o el daño a los geosintéticos por los efectos ambientales. Estos recubrimientos deben ser colocados sobre estructuras estables y superficies tersas que eviten la creación de orificios.
- Finalmente, en este trabajo se encontró que en varias ocasiones se puede hacer el diseño de lagunas utilizando el criterio de suelos no saturados, pues son consideraciones más reales. Las situaciones en las que es útil el empleo de la teoría de suelos no saturados son:
 - Durante la construcción de los bordos de lagunas y presas de tierra, el suelo está parcialmente saturado. Mientras se llena la laguna, se establece un flujo de agua, pero el bordo nunca está saturado totalmente. En estos casos, el coeficiente de permeabilidad varía con la presión de poro del agua; este comportamiento se puede modelar con los criterios de suelos no saturados.
 - Una vez llenada la laguna y después de un cierto tiempo, se tiene un flujo establecido, el cual también puede ser modelado de manera más realista considerando la parte no saturada.
 - Uno de los factores que ayudan a la inestabilidad de los bordos es el agua infiltrada a través de la zona no saturada.
 - Los suelos expansivos son un problema que causa grandes daños en toda estructura. Muchas veces el agua se infiltra a través de grietas en el suelo. Este problema se puede analizar con suelos no saturados.
 - La falla de taludes generalmente se lleva a cabo como efecto de la saturación por períodos prolongados de lluvia. Esto es un problema difícil de calcular, pero con la teoría de los suelos no saturados es más sencillo modelar las condiciones de fronteras del flujo.
 - Los efectos de contracción de los suelos son algo que puede ser modelado adecuadamente utilizando suelos no saturados.
 - Existe la necesidad de analizar la predicción de cambios de volumen en rellenos compactados, como bordos y presas. El cambio de volumen en los suelos no saturados puede ser determinado a través de los cambios en la succión mátrica y esfuerzos totales.
 - Se pueden reducir costos al considerar suelos parcialmente saturados, pues se hacen diseños más realistas y menos conservadores.
- Se recomienda analizar más en detalle cada una de las consideraciones anteriores relacionadas a la aplicación de la teoría de suelos no saturados. La información bibliográfica recopilada en esta tesis puede servir como un buen inicio para dicho análisis.

ANEXOS

ANEXO A. PRUEBAS DE PERMEABILIDAD EN LABORATORIO Y CAMPO

▪ Pruebas de permeabilidad en laboratorio para suelos saturados

En laboratorio, la permeabilidad puede ser medida con “permeámetros de pared rígida o flexible”. En el caso de suelos con baja permeabilidad, cualquiera de los dos permeámetros es útil si se utilizan adecuadamente, por lo que su uso dependerá de las condiciones que se pretende simular y del tiempo con que se cuente. Para suelos granulares, el más utilizado es el permeámetro de pared rígida, mientras que para suelos compactados generalmente se usan los permeámetros de pared flexible.

El flujo del agua filtrada en cualquiera de los permeámetros puede ser controlado por medio de carga constante o variable. “Carga constante” consiste en mantener una gradiente hidráulico constante, el cual se logra al mantener una misma altura en el nivel de agua durante todo el periodo de prueba; aquí se mide el agua que pasa por la muestra en un tiempo determinado. El dispositivo de carga variable, como su nombre lo indica, consiste en que el gradiente hidráulico varía conforme se realiza la prueba, por lo que se mide la diferencia de niveles en un tubo alimentador en un tiempo determinado.

Las Figuras A.1, A.2, son ejemplos de los métodos posibles a utilizar en el caso de carga constante. En la Figura A.1a se muestra un recipiente pequeño al que se le va agregando agua conforme ésta se va filtrando en el suelo, así se asegura mantener la carga constante durante toda la prueba. La Figura A.1b es un permeámetro que utiliza un recipiente bastante amplio donde su tamaño provoca que la variación de la carga sea pequeña, aún cuando el agua se infiltre en el suelo. Finalmente, la Figura A.2 corresponde a un dispositivo conocido como “tubo Mariotte o tubo de burbujas”. Este dispositivo consiste en un tubo de pequeño diámetro que se coloca dentro de un recipiente que posteriormente es sellado. A medida que el agua fluye a través de la muestra, se introduce aire en el tubo de pequeño diámetro; cuando el tubo se vacía se crean burbujas dentro del recipiente. A medida que esto ocurre, el dispositivo Mariotte asegura que la carga sea constante. Generalmente se presentan pequeñas diferencias en la carga, pero estas diferencias pueden ser despreciadas en laboratorio.

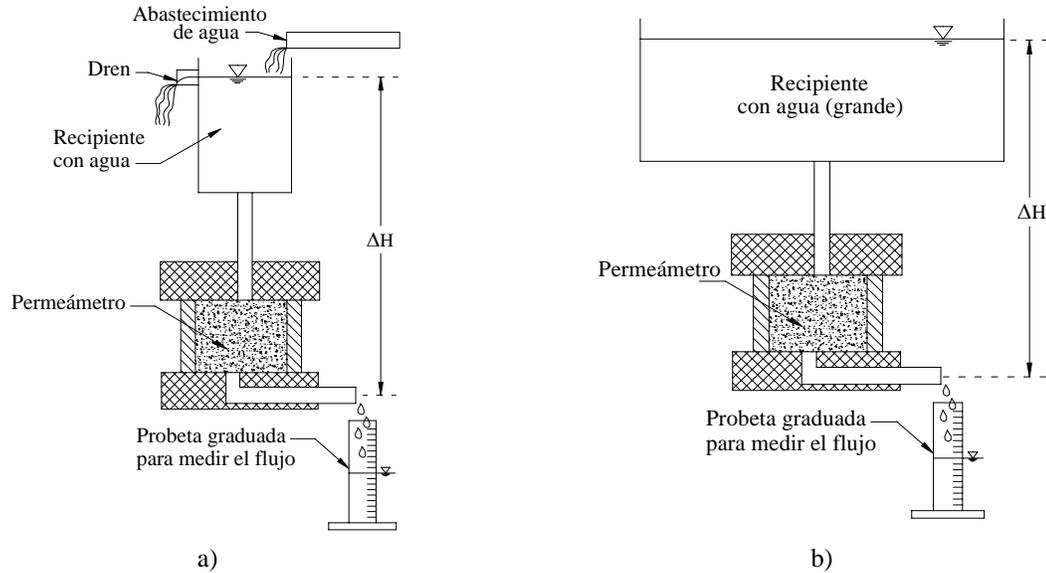


Figura A.1. Permeámetro de carga constante típico y utilizando un recipiente amplio (Daniel, 1994)

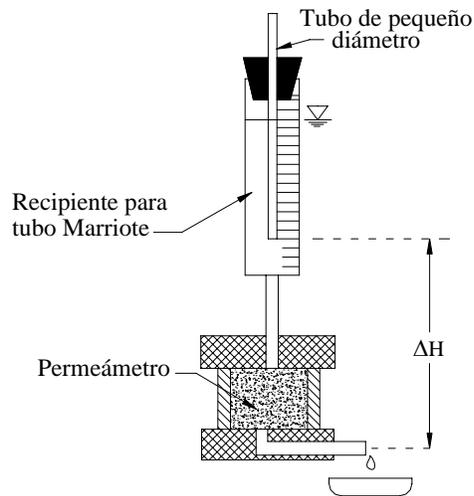


Figura A.2. Permeámetro de carga constante utilizando un dispositivo Mariotte (Daniel, 1994)

Por otro lado, un permeámetro de carga variable es aquel en el nivel de agua en el recipiente de entrada, salida o ambos esta variando durante la prueba. Las Figuras A.3a y A.3b, muestran dispositivos típicos de carga variable. Como se observa, en el primero el agua que sale de la muestra se recolecta en otro recipiente y la medición se hace utilizando la escala. Este tipo de permeámetro es recomendable para permeabilidades menores de 1×10^{-9} m/s. Por otro lado, el permeámetro de la Figura A.3b tiene otra escala en la que se mide el efluente a la salida; suele ser más recomendado para suelos con permeabilidades mayores a 1×10^{-5} m/s.

Las ecuaciones utilizadas para cada uno de estos permeámetros son diferentes, se pueden encontrar en Daniel (1989), Juárez & Rico (2002) y Lambe & Whitman (2001), entre otros. Una de las principales ventajas de los permeámetros de carga variable es que son dispositivos más sencillos que los de carga constante; pero una desventaja es que las ecuaciones para obtener la permeabilidad son más complicadas.

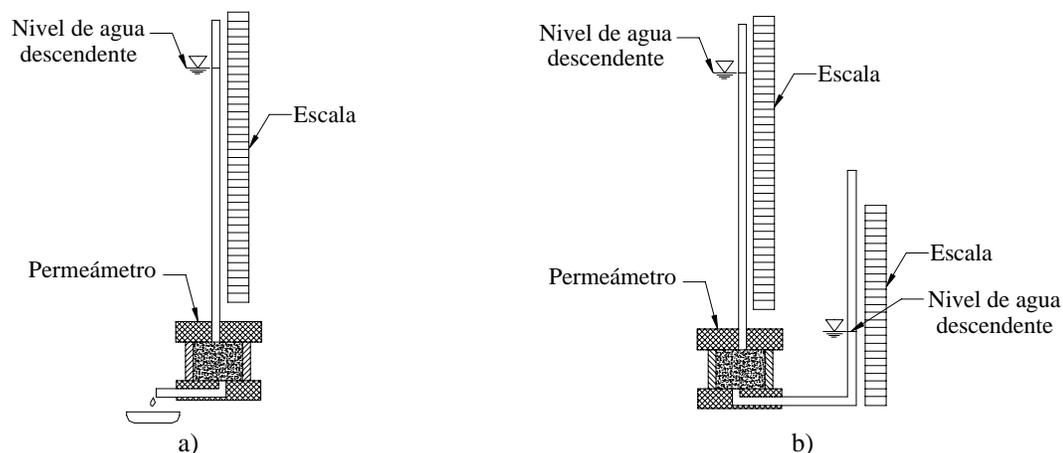


Figura A.3. Dispositivos de carga variable (Daniel, 1994)

1. Permeámetro de pared rígida.

Existe una gran variedad de este tipo de permeámetros; a continuación se explican brevemente algunos de los más representativos (Daniel, 1994).

- a. *Permeámetro en molde de compactación.* Este equipo es uno de los más usuales dentro de los permeámetros de pared rígida, un esquema se muestra en la Figura A.4a. El suelo se coloca en el molde y es compactado según las necesidades de la prueba, finalmente se colocan dos piedras porosas, una en la parte superior y otra en la inferior.

De este permeámetro se derivan algunos otros, como el que se observa en la Figura A.4b, el cual permite una cierta expansión del suelo; aquí no se requiere piedra porosa en la parte superior pues se tiene una separación entre el suelo y el molde, lo cual permite la expansión. Para este tipo de permeámetro se hace la sugerencia de que el flujo debe ser de abajo hacia arriba, con el fin de permitir la expansión en la parte superior. Además, se debe considerar que cuando el material se expande, la longitud de la muestra cambia al igual que el gradiente hidráulico; además, la permeabilidad medida será mayor pues el esfuerzo efectivo aplicado sobre el suelo será cero, lo que producirá una mayor porosidad.

Un problema primordial que se presenta en los permeámetros de pared rígida es que se tiene flujo entre la pared del molde y la muestra de suelo, lo que proporciona una permeabilidad aparente mayor. Este problema es más representativo en suelos con baja permeabilidad y se presenta como consecuencia de la mayor cantidad de macroporos junto a las paredes del permeámetro, ya que es difícil la correcta compactación en esta zona; para evitar esto, se utilizan permeámetros con un doble anillo, que permite medir dos permeabilidades distintas, una al centro de la muestra y otra en la orilla, Figura A.4b.

Por otro lado, existe un tipo de permeámetro, Figura A.5a, cuya utilidad consiste en controlar el esfuerzo vertical que actúa sobre el suelo, lo que simula la condición real de campo. Generalmente se tiene el problema de la fricción actuante entre el suelo y la pared del permeámetro, pero se soluciona teniendo especímenes con poca altura y gran radio, condición similar a las pruebas de consolidación.

Para utilizar un permeámetro en molde de compactación con suelos gruesos es necesario colocar piezómetros para conocer la caída de carga en una distancia dada; en este caso, no se colocan piedras porosas pues pueden tener menor permeabilidad que el suelo del espécimen, Figura A.5b.

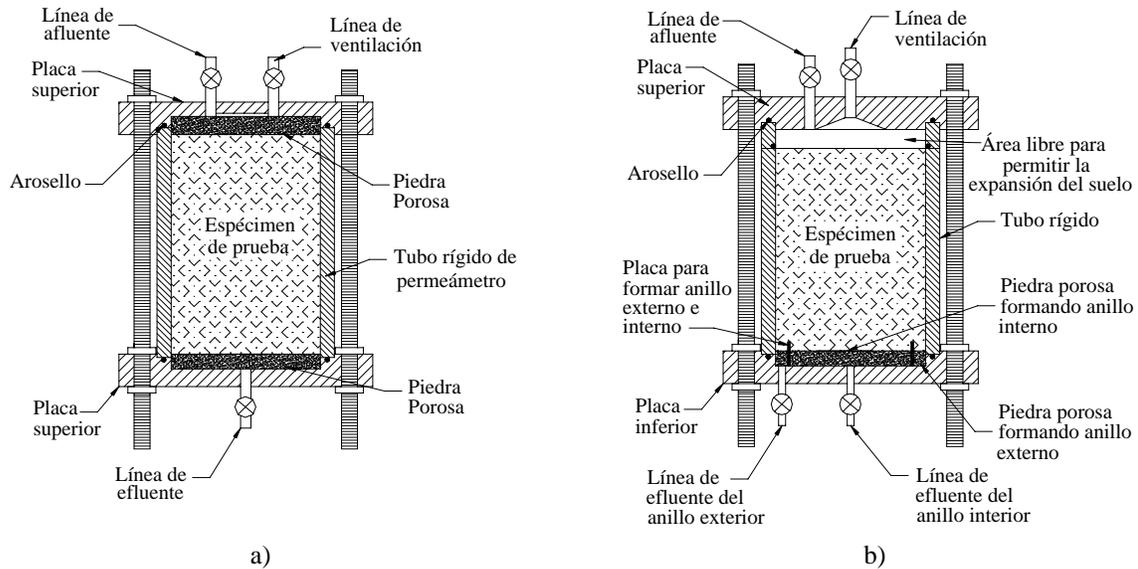


Figura A.4. Permeámetro de pared rígida en molde de compactación: a) Permeámetro en molde de compactación típico; b) Permeámetro en molde de compactación el cual permite cierta expansión (Daniel, 1994)

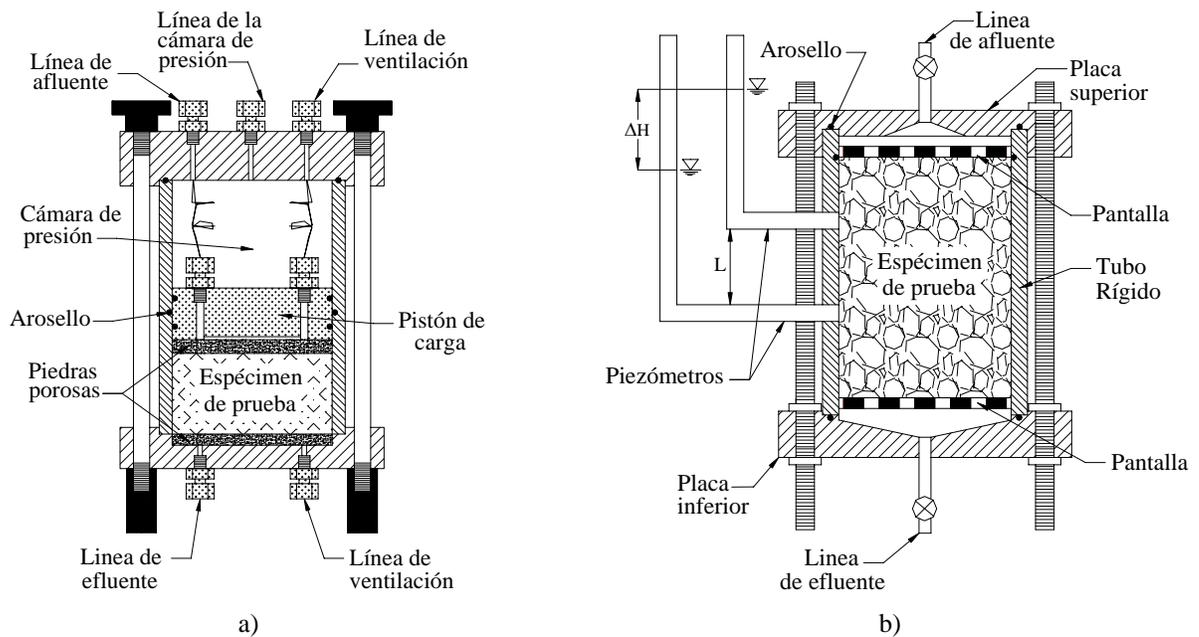


Figura A.5. Permeámetro en molde de compactación modificados: a) Permeámetro para controlar el esfuerzo vertical; b) Permeámetro modificado para suelos gruesos (Daniel, 1994)

- b. *Permeámetro en anillo de consolidación.* Este dispositivo puede ser utilizado de dos maneras, obteniendo la permeabilidad de una prueba de consolidación o realizando la prueba de permeabilidad directamente en el espécimen sin consolidarlo. La Figura A.6 muestra un esquema de este dispositivo. Un problema que se puede presentar con la primera opción, es que la permeabilidad se puede ver afectada por el efecto de la consolidación secundaria, obteniéndose valores menores al real. Por otro lado, la segunda opción tiene el problema de presentar flujo en el contacto suelo-anillo, lo que aumenta la permeabilidad real. Además, este dispositivo es sólo útil para suelos arcillosos con poco contenido de arena o grava.

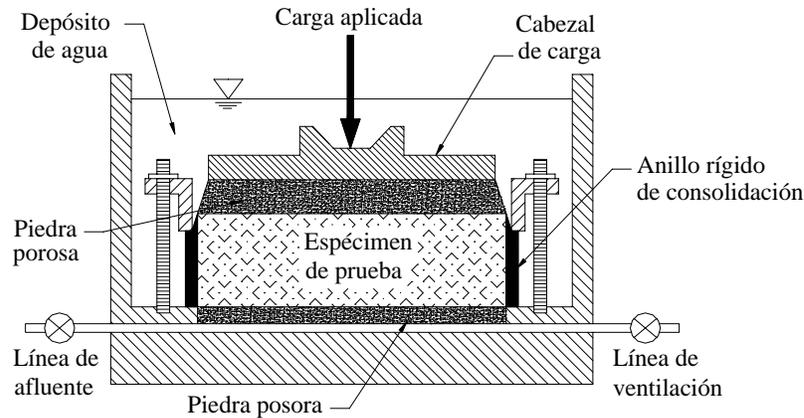


Figura A.6. Permeámetro en molde anillo de consolidación (Daniel, 1994)

- c. *Permeámetro con tubo muestreador.* Algunas veces es posible montar un permeámetro a partir de un tubo muestreador, como el tubo Shelby, de tal manera que el espécimen esta prácticamente inalterado. Entre los problemas que se presentan con este dispositivo es que se tiene flujo entre la pared del tubo y el suelo. También se tiene el problema de que el tubo es muy delgado y sufre deformaciones, Figura A.7.

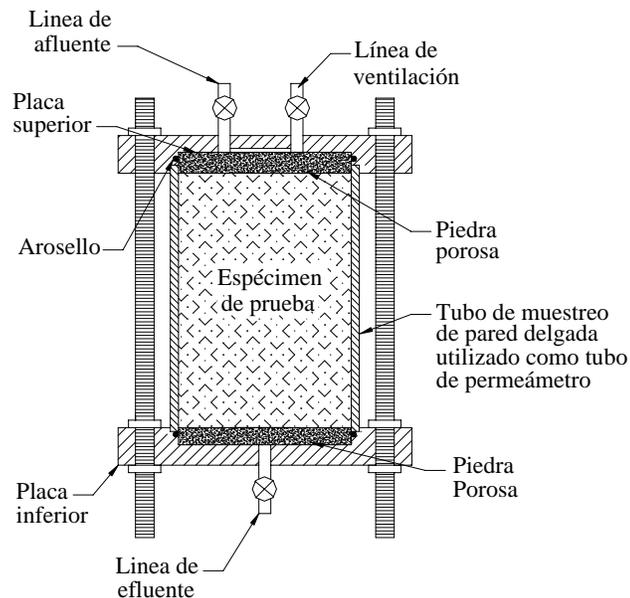


Figura A.7. Permeámetro con tubo muestreador (Daniel, 1994)

- d. *Permeámetro de gran tamaño.* Este tipo de equipo se caracteriza por presentar un sello, generalmente de bentonita, entre el espécimen y el tubo que forma el permeámetro. Este dispositivo ha sido usado para probar suelo-cemento de manera satisfactoria, pero se tuvo gran dificultad con el sello, por lo que este equipo es poco recomendable, Figura A.8.

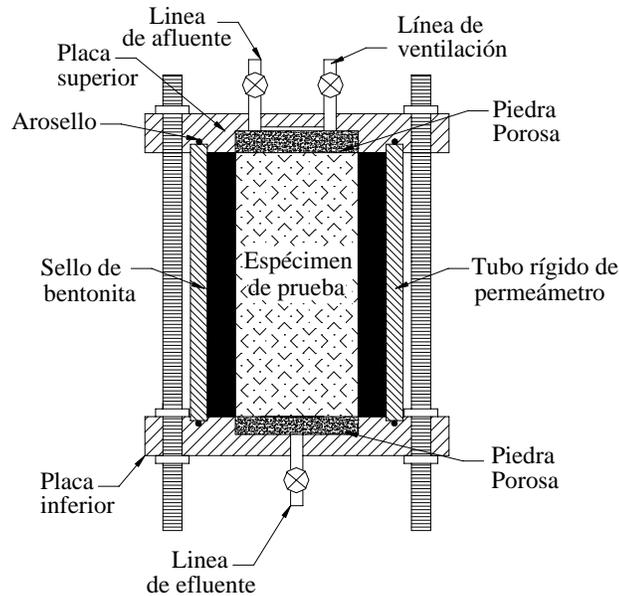


Figura A.8. Permeámetro de gran tamaño (Daniel, 1994)

2. *Permeámetro de pared flexible.*

Un diagrama esquemático de los permeámetros de pared flexible se muestra en la Figura A.9. Como se puede observar, este equipo consta de piedras porosas y una membrana de látex que están confinando el espécimen. Además se tienen drenajes tanto en la parte superior como inferior. El espécimen se encuentra dentro de una cámara llena de agua presurizada, lo que provoca la unión de la membrana de látex al espécimen, disminuyendo así la posibilidad de flujo entre la pared y el suelo.

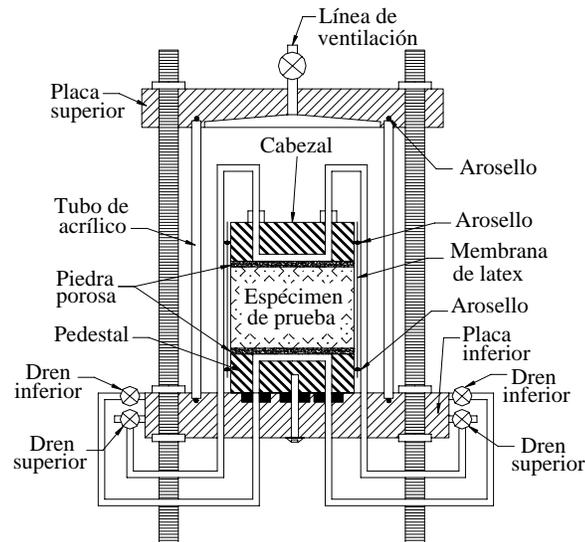


Figura A.9. Permeámetro de pared flexible (Daniel, 1994)

Cuando es necesario utilizar un líquido contaminado con algún químico o con desechos, se deben tener algunas consideraciones extras como son: la compatibilidad entre el líquido y la pared del permeámetro, la compatibilidad entre el líquido y el látex de la membrana, entre otros. Información más detallada sobre estos permeámetros se puede encontrar en Zimmie (1981), Daniel, et al. (1984), Daniel (1994) y la norma ASTM D5084.

En la Tabla A.1 se enlistan las ventajas y desventajas más representativas de los dos tipos de permeámetros (pared flexible y rígida). Como se puede observar en esta tabla, cuando se requiere obtener la permeabilidad en suelos compactados, se recomiendan los permeámetros de pared flexible. Durante la exploración del sitio, la selección del tipo de permeámetro a utilizar depende de las características del suelo que se encuentre.

TABLA A.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS PERMEABILIDAD EN LABORATORIO (DANIEL, 1994)

Tipo de equipo	Ventajas	Desventajas
1. Permeámetro de pared rígida	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicidad en la construcción y operación del equipo. - Bajo costo del equipo. - Se pueden construir permeámetros de gran tamaño acorde a las necesidades. - Se puede utilizar una gran variedad de materiales (incluyendo los materiales resistentes a químicos). - Puede permitir deformaciones por expansión. - Se puede decidir no aplicar ningún esfuerzo vertical en la muestra. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se presenta flujo en el contacto suelo-pared del permeámetro, aumentándose la permeabilidad medida. - No se tiene control sobre los esfuerzos horizontales. - Si el espécimen se contrae, se asegura la presencia de flujo en el contacto suelo-pared. - No se puede confirmar la saturación utilizando el coeficiente B de Skempton. - No se puede saturar el espécimen utilizando contrapresión. - La prueba en suelos con baja permeabilidad es muy larga.
2. Permeámetro de pared flexible	<ul style="list-style-type: none"> - Se puede saturar la muestra por contrapresión - Se puede confirmar el grado de saturación utilizando el coeficiente B de Skempton - Se pueden controlar los esfuerzos principales - El flujo en el contacto suelo-pared del permeámetro se reduce al máximo, incluso cuando se tiene especímenes con superficie rugosa. - Se reducen los tiempos de prueba en materiales poco permeables, principalmente por la posibilidad de saturación por contrapresión. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alto costo del equipo. - Requiere instalaciones para poder aplicar tres tipos diferentes de presión (contrapresión, presión confinante y presión de ensaye). - Existen problemas entre la compatibilidad de la membrana con algunos químicos o líquidos de desecho cuando se requiere muestrear suelos o líquidos contaminados. - Es más complicada la utilización del equipo comparado con los permeámetros de pared rígida. - Dificultad al realizar la prueba con esfuerzos de compresión extremadamente pequeños.

En México también se han hecho estudios sobre permeabilidad en laboratorio de suelos finos, en Gutiérrez (1981) se encuentra información al respecto.

▪ **Pruebas de permeabilidad en campo para suelos compactados**

Las pruebas de laboratorio han sido ampliamente utilizadas para investigar las propiedades hidráulicas de las arcillas compactadas. Desafortunadamente, este tipo de pruebas utiliza especímenes de suelo muy pequeños, lo que afecta el resultado real que se obtiene en campo; por tal razón, se desarrollaron instrumentos para medir la permeabilidad directamente en el lugar. Los permeámetros utilizados en campo tienen la ventaja de medir la permeabilidad en volúmenes más representativos de suelo, además de incluir factores secundarios que afectan la permeabilidad real directamente, como son las fisuras y macroporos.

Existe una gran variedad de métodos *in situ* para medir la permeabilidad en suelos compactados; en los artículos de Daniel (1989) y Trautwein (1994) se presenta información sobre los métodos para obtener la permeabilidad *in-situ* de arcillas compactadas. Según Trautwein (1994) los procedimientos más utilizados son los siguientes:

1. Permeámetro BAT
2. Infiltrómetro abierto de un solo anillo (OSRI)
3. Infiltrómetro cerrado de un solo anillo (SSRI)
4. Permeámetro de entrada de AITE (AEP)
5. Infiltrómetro abierto de doble anillo (ODRI)
6. Infiltrómetro cerrado de doble anillo (SDRI)
7. Prueba del pozo en dos etapas (TSB)

Los primeros cinco métodos han sido aceptados pero sólo de manera limitada, pues tienen varias limitaciones, las cuales se exponen más adelante, Tabla A.2, mientras que los últimos dos tienen más ventajas y son más útiles.

1. *Permeámetro BAT*. Este equipo consta de una punta porosa, una cámara de prueba, un transductor y una extensión, los cuales son insertados en el suelo a través de un pozo, Figura A.10. La cámara de prueba contiene aire y agua presurizados. La presión en la cámara de prueba fuerza al agua a salir por la punta porosa hacia el suelo que se pretende muestrear. La presión decrece conforme sale el agua y este cambio es medido con los transductores conectados a la parte superior de la cámara. Para obtener la cantidad de agua que fluye dentro del suelo muestreado se utiliza la ley de Boyle's y para obtener el valor de k_h (permeabilidad horizontal) se aplica la ecuación de Hvorslev (1951). El valor obtenido con el permeámetro BAT, será mayor que el k_v real y menor que el k_h . Esto ocurre a menos que el nivel de anisotropía sea conocido y se hagan las correcciones correspondientes.

En algunos casos es posible medir la succión del suelo en la zona y utilizarse en el cálculo de la permeabilidad, k . La succión es medida colocando un transductor de presión directamente en la punta porosa; ésto se hace antes de usar la cámara de prueba. Este dispositivo tiene tanto ventajas como desventajas, Tabla A.2; analizándolas se concluye que no es recomendable su uso en la obtención de la permeabilidad en revestimientos impermeables.

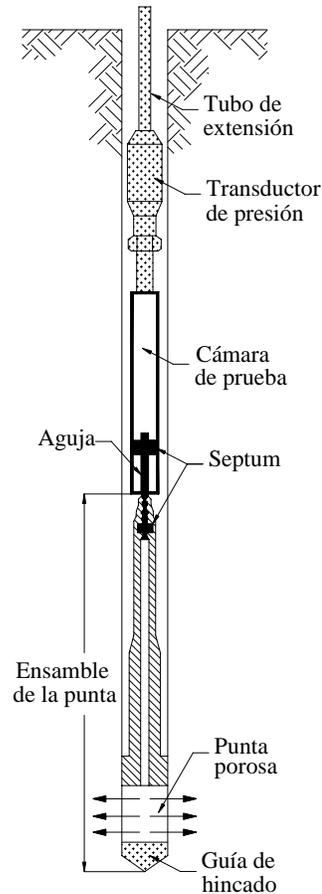


Figura A.10. Permeámetro BAT (Trawtwein & Boutwell, 1994)

2. *Infiltrómetro abierto de un solo anillo (OSRI)*. Este dispositivo consiste en un anillo que se hincado en el suelo que se pretende muestrear y posteriormente es llenado con agua. En la Figura A.11 se muestra un esquema; el método de prueba consiste en medir los cambios en los niveles de agua mientras ésta se infiltra en el suelo y relacionarlo con el tiempo en que esto ocurre.

La permeabilidad vertical, k_v , es determinada en base a la infiltración, I , la cual se calcula como sigue:

$$I = \frac{Q}{A \cdot t} \quad (\text{A.1})$$

donde,

I , infiltración, (cm/s)

Q , gasto o volumen de flujo, (cm^3)

A , área de flujo en, (cm^2)

t , intervalo de tiempo en el que se determino Q , (s)

El cálculo de k_v , se realiza con la siguiente ecuación:

$$k_v = \frac{Q}{i \cdot A \cdot t} = \frac{I}{i} \quad (\text{A.2})$$

donde,

$$i, \text{ gradiente hidráulico} = \frac{\Delta h}{\Delta z}$$

Δh , pérdida de carga

Δz , longitud recorrida por el flujo cuando se mide Δh

Las hipótesis utilizadas en la ecuación A.2 incluyen un flujo vertical en una dirección y flujo establecido en condiciones saturadas.

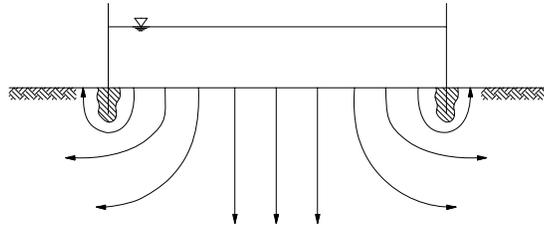


Figura A.11. Infiltrómetro abierto de un solo anillo, OSRI (Trawtwein & Boutwell, 1994)

En la práctica una de las principales desventajas es que la medición de la infiltración, I , no se puede realizar con una adecuada precisión, especialmente en suelos con baja permeabilidad.

3. *Infiltrómetro cerrado de un solo anillo (SSRI)*. Este infiltrómetro trata de corregir algunas de las limitaciones de los dispositivos anteriores, pero aún así tiene algunas otras limitaciones. Consiste en un anillo, una tapadera superior y un tubo graduado como se observa en la Figura A.12.

El anillo se hincó en el suelo, se sella con bentonita, se llena con agua y se coloca la tapadera en la parte superior. El flujo es unidimensional siempre y cuando la longitud z_w , no rebase la profundidad de hincado del anillo. La medición del flujo se hace anotando la caída del nivel de agua en el tubo graduado y comparándolo con el tiempo en el que esto ocurre. La prueba dura hasta que la longitud z_w sobrepase la profundidad del anillo hincado, pues cuando esto ocurre, el flujo se hace tridimensional. El cálculo de z_w es un problema, normalmente se obtiene durante la prueba utilizando el peso volumétrico del suelo (weight-volume calculation).

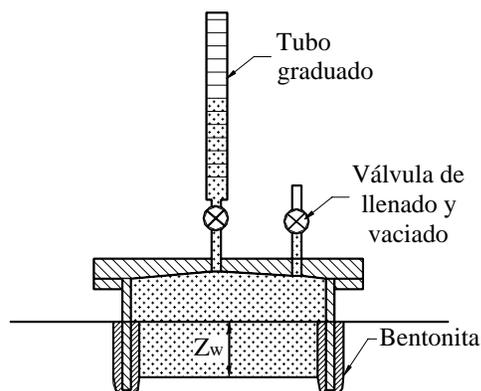


Figura A.12. Infiltrómetro cerrado de un solo anillo, SSRI (Trawtwein & Boutwell, 1994)

4. *Permeámetro de entrada de Aire (AEP)*. Este dispositivo fue desarrollado para medir la permeabilidad vertical, k_v . Se ha utilizado para medir la permeabilidad en revestimientos, donde una de las principales ventajas es la rapidez de la prueba. En la Figura A.13 se tiene un esquema de éste dispositivo; como se observa, es muy parecido al infiltómetro cerrado de un anillo (SSRI); la única diferencia es que se coloca un transductor de presión.

El desarrollo de la prueba consta de dos etapas, la primera consiste en usar un infiltómetro cerrado de un sólo anillo, aproximadamente de 60 cm de diámetro, el cual se hincan aproximadamente 10 cm en el suelo. En la primera etapa se calcula el valor de la infiltración, I , en suelos compactados. Esta etapa de prueba termina cuando se estima que el frente húmedo, z_w , está por llegar al final del anillo hincado. La segunda etapa consiste en medir el valor de la succión que se presenta. Cuando la primera etapa termina se detiene el suministro de agua lo que provoca que se presente succión, la cual se registra en un transductor de presión. La succión se incrementará hasta que se alcanza una presión máxima, P_{max} ; en éste punto algunas burbujas de aire deben subir hasta salir del suelo. Se anota el valor de la presión máxima, se desmantela la prueba y se muestrea para localizar la profundidad real del frente húmedo, z_w .

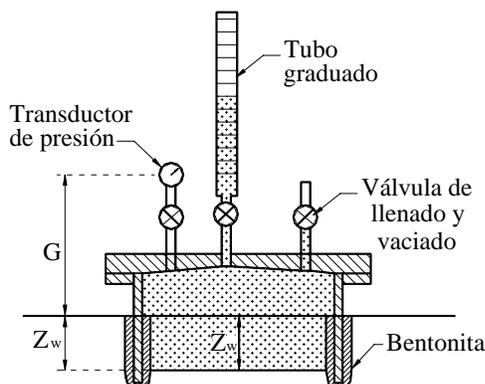


Figura A.13. Permeámetro de entrada de aire, AEP (Trawtwein & Boutwell, 1994)

5. *Infiltómetro abierto de doble anillo (ODRI)*. Este equipo consta de dos anillos que son hincados en el suelo; una vez hecho ésto, se coloca bentonita en la parte hincada de los anillos. El anillo pequeño se posiciona centrado con respecto al grande, Figura A.14. La medición del flujo se hace en el anillo interior; para evitar errores por diferencia de presiones, se deben mantener los niveles de agua iguales en ambos anillos. En ASTM D3385 se describe el uso de éste dispositivo para la medición de la infiltración.

Este procedimiento es útil pero no muy adecuado para medir permeabilidades pequeñas, pues los diámetros recomendados para los anillos en la norma ASTM son de 30cm y 60 cm, los cuales son muy pequeños para asegurar que el flujo se presenta en una sola dirección.

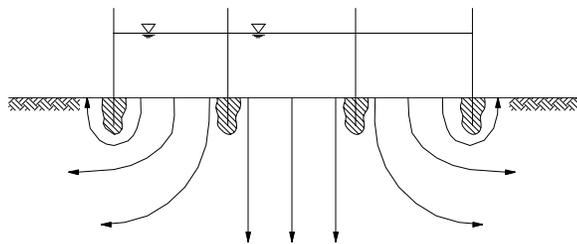


Figura A.14. Infiltrómetro abierto de doble anillo, ODRI (Trawtwein & Boutwell, 1994)

6. *Infiltrómetro cerrado de doble anillo (SDRI)*. Para resolver el problema del flujo en varias dimensiones que se presentaba en el infiltómetro ODRI, se optó por utilizar diámetros mayores tanto en el anillo interior como exterior. De la misma manera que en el dispositivo anterior, se colocan dos anillos, el más pequeño centrado con respecto al de mayor diámetro; ambos anillos se encuentran hincados en el suelo y sellados con bentonita, Figura A.15.

La medición del flujo se hace colocando una bolsa flexible unida al anillo interior, la cual se llena con una cantidad conocida de agua. Conforme avanza la prueba, el agua se pasa de la bolsa al anillo interior. Después de un intervalo de tiempo conocido, la bolsa es removida y pesada. El peso perdido convertido en volumen es igual a la cantidad de agua que se infiltró en el suelo. Finalmente, con el volumen de agua infiltrada, el área del anillo interior y el intervalo de tiempo, es posible conocer la permeabilidad promedio del suelo.

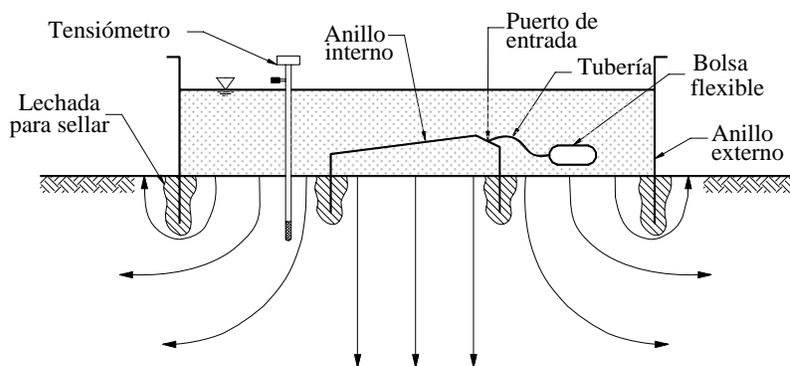


Figura A.15. Infiltrómetro cerrado de doble anillo, SDRI (Trawtwein & Boutwell, 1994)

En la práctica, los anillos más comunes para muestrear revestimientos impermeables o suelos compactados, son unos anillos cuadrados pues facilitan la construcción. Las dimensiones de estos anillos son de 3.7 m el anillo exterior y 1.5 m el anillo interior. El anillo interior se hince generalmente 10 cm, mientras que el exterior 45 cm.

La infiltración y la permeabilidad vertical, k_v , se calculan con las ecuaciones A.1 y A.2. El cálculo del gradiente hidráulico es complicado, por el hecho inicial de que el suelo se encuentra no saturado. Una ecuación utilizada para calcular este gradiente se basa en la Figura A.16 y se muestra en la siguiente expresión:

$$i = \frac{H + z_w + H_s}{z_w} \quad (\text{A.3})$$

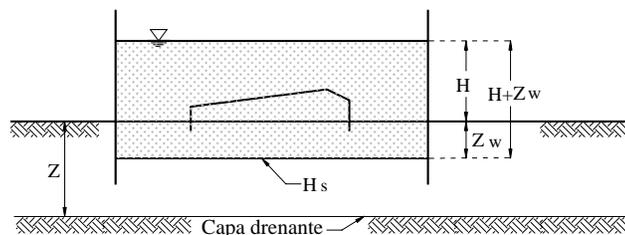


Figura A.16. Parámetros para el cálculo del gradiente hidráulico (Trawtwein & Boutwell, 1994)

Explicaciones más detalladas a cerca de este procedimiento se encuentra en los artículos de Daniel (1989) y Trawtwein & Boutwell (1994).

7. *Prueba del pozo en dos etapas (TSB)*. Como su nombre lo indica, esta prueba consta de dos etapas. En la Figura A.17 se muestran ambas etapas; en la primera, se hace un pozo el cual es sellado alrededor, se llena de agua y se mide la cantidad de agua que se infiltra. En esta primera etapa, la permeabilidad que prevalece es la vertical, k_v , Figura A.17a. En la segunda etapa, el pozo se profundiza un poco más, pero esta vez no se le aplica sellador, logrando de esta manera que la permeabilidad gobernante sea la horizontal, k_h , Figura A.17b.

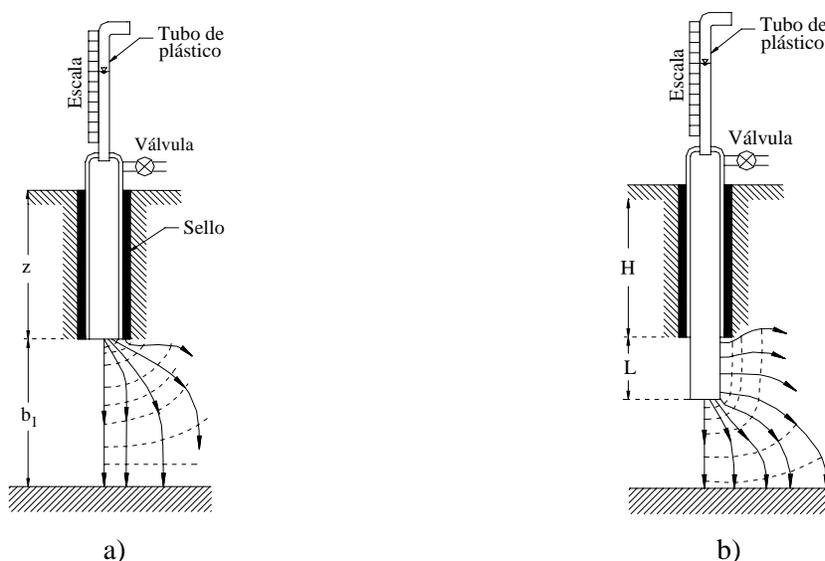


Figura A.17. Prueba con pozo en dos etapas (Trawtwein & Boutwell, 1994)

En las dos etapas se tienen ecuaciones para obtener tanto k_v como k_h . Las ecuaciones que se pueden utilizar, son las explicadas en los artículos de autores como Hvorslev (1951), Boutwell y Tsai (1992), Carslaw y Jaeger (1959). Otra explicación se puede encontrar en Trawtwein y Boutwell (1994).

Autores como Daniel (1989) y Trawtwein & Boutwell (1994) exponen en sus artículos el procedimiento un poco más detallado de todas estas pruebas de campo.

▪ **Ventajas y desventajas de cada uno de los métodos**

TABLA A.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS DE MUESTREO DE PERMEABILIDAD IN SITU (DANIEL, 1989)

Instrumento	Ventajas	Desventajas
1. Permeámetro BAT	<ul style="list-style-type: none"> - Fácil de instalar - Poca duración de la prueba - Se puede medir la presión de poro - Puede utilizarse a grandes profundidades - Puede medir permeabilidades pequeñas (menores de 10^{-10} cm/s) - Mide principalmente la permeabilidad horizontal; es ventaja si este es el sentido que se requiere medir 	<ul style="list-style-type: none"> - Alto costo del equipo - Volumen de suelo muestreado pequeño (25 mm de diámetro de probeta muestreadora), incluso menores que en laboratorio - Pueden existir subestimaciones en la permeabilidad - Mide principalmente la permeabilidad horizontal, es desventaja si se requiere la vertical - No toma en cuenta si el suelo es no saturado
A. Infiltrómetro abierto de un solo anillo (OSRI)	<ul style="list-style-type: none"> - Bajo costo del equipo - Fácil de instalar - Determina la permeabilidad vertical - Se pueden medir grandes extensiones de terreno, utilizando un infiltrómetro grande 	<ul style="list-style-type: none"> - Es difícil medir permeabilidades pequeñas - Se tiene que corregir la evaporación, pues en zonas áridas puede ser mayor que la permeabilidad - Requiere corrección por desperdicio lateral de agua - Se necesita mucho tiempo para llevar a cabo la prueba - No se puede conocer el flujo tridimensional pues no se conoce k_h - Ocurren errores si se utiliza en suelos no saturado
3. Infiltrómetro cerrado de un solo anillo (SSRI)	<ul style="list-style-type: none"> - Bajo costo del equipo - Mide la permeabilidad en sentido vertical - Mide permeabilidades pequeñas (entre a 10^{-8} – 10^{-9} cm/s) 	<ul style="list-style-type: none"> - No se puede utilizar en taludes a menos que se coloque una berma - Volumen de suelo muestreado es pequeño porque el anillo es < 1 m - Corrección por desperdicio lateral de agua - Requiere de mucho tiempo para la prueba - Difícil de usar en taludes
4. Permeámetro de entrada de aire (AEP)	<ul style="list-style-type: none"> - Costo moderado del equipo - Tiempos relativamente cortos de prueba - Mide la permeabilidad en sentido vertical - Mide permeabilidades pequeñas (entre a 10^{-8} – 10^{-9} cm/s) 	<ul style="list-style-type: none"> - Volumen de suelo muestreado es pequeño, solo penetra unos centímetros en la arcilla compactada - No se puede utilizar en taludes a menos que se coloque una berma - Se tienen que hacer muchas suposiciones en los resultados

Continuación Tabla A.2.

Instrumento	Ventajas	Desventajas
5. Infiltrómetro abierto de doble anillo (ODRI)	<ul style="list-style-type: none"> - Bajo costo del equipo - Mide la permeabilidad en sentido vertical - Mínimo desperdicio de agua 	<ul style="list-style-type: none"> - No se puede utilizar en taludes a menos que se coloque una berma - Es difícil medir permeabilidades pequeñas - Se tiene que eliminar o corregir la evaporación - Requiere de mucho tiempo de prueba
6. Infiltrómetro cerrado de doble anillo (SDRI)	<ul style="list-style-type: none"> - Bajo costo del equipo - Mide la permeabilidad en sentido vertical - Pocas ambigüedades en el experimento - Poca destrucción del suelo - Se pueden probar grandes cantidades de suelo 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere de mucho tiempo de prueba - No se puede utilizar en taludes a menos que se coloque una berma
7. Prueba con pozo en dos etapas (TSB)	<ul style="list-style-type: none"> - Bajo costo del equipo - Mide tanto permeabilidad horizontal como vertical. - Fácil de instalar - Puede medir permeabilidades pequeñas (menores a 10^{-9} cm/s) - Puede utilizarse en profundidades grandes y en taludes 	<ul style="list-style-type: none"> - Los cambios de temperatura pueden afectar la prueba provocando cambios volumétricos - Volúmenes de suelo muestreado relativamente pequeños - No toma en cuenta la condición no saturada del suelo - Requiere de tiempos de prueba relativamente largos

ANEXO B. SUELOS PROBLEMÁTICOS

Durante los estudios geotécnicos es necesario tener la capacidad de reconocer suelos problemáticos, con el fin de tener en cuenta su comportamiento durante el diseño y construcción de cualquier estructura y evitar así inestabilidad o falla. Entre los más comunes se encuentran:

- **Suelos expansivos**

Un suelo expansivo es todo aquel que en contacto con el agua experimenta cambios volumétricos significativos, los cuales se traducen generalmente en movimientos del suelo de cimentación que se transmiten a la estructura afectando su funcionamiento, ya sea a través de grietas o fisuras, o de roturas en instalaciones que llegan a la construcción.

Dichos suelos pueden dividirse en dos categorías:

1. Depósitos arcillosos no saturados de origen eólico, cuyos grumos alcanzan el tamaño de los limos. Son susceptibles de expansión bajo humedecimiento y de asentamientos bajo carga y saturación.

2. Depósitos arcillosos de origen residual, altamente reactivos a los cambios de humedad; representan expansión bajo saturación y contracción en ambiente seco.

El cambio de volumen en presencia de agua se puede determinar tanto en campo como en laboratorio. En laboratorio, se pueden utilizar pruebas como expansión libre, expansión-carga; o bien, mediante análisis mineralógicos por medio de difracción de rayos X, análisis térmico diferencial, análisis químicos y estudios con microscopio electrónico. En campo pueden ser identificados cuando se observa una trayectoria poligonal mientras se seca el suelo. Estos suelos tienen una gran resistencia al corte en estado seco y son muy pegajosos cerca de su estado límite plástico. También pueden ser identificados mediante los resultados de la clasificación de suelos, es decir, con los valores de los límites de consistencia y contenido de finos. En Gamboa (1967) y Holtz & Gibbs (1956) se explica con más detalle cada una de estas pruebas de identificación. También la norma ASTM D4546 explica el modo de obtención del potencial de expansión y compresión de suelos cohesivos.

▪ Suelos dispersivos

Cierto tipo de suelos de grano fino son fácilmente erosionables y se les conoce como suelos dispersivos. Estos suelos, a diferencia de los demás, tienen un mayor contenido de sodio disuelto en el agua de poro. El proceso de erosión ocurre cuando las partículas coloidales de la arcilla son removidas por el agua dentro del suelo que esta casi estancada, mientras que en otros tipos de suelos este proceso requiere una velocidad considerable en el agua para que pueda ocurrir la erosión.

Los suelos de arcillas dispersivas son identificados por la prueba de perforación (*pinhole*), la prueba del “terrón” y la de “dispersión” (doble hidrómetro). También se utilizan pruebas químicas con el propósito de determinar el intercambio del porcentaje de sodio, la relación de absorción de sodio y el total de sales disueltas. El procedimiento de estas pruebas se puede encontrar en Sherard (1976) y la norma ASTM D4647 para la prueba de *pinhole*.

▪ Suelos colapsables

Un suelo colapsable es aquel que bajo carga y/o saturación sufren asentamientos bruscos. Pueden dividirse según su origen en las siguientes categorías:

1. Suelos residuales, arenosos no saturados, de alta relación de vacíos y cohesión residual baja; pueden sufrir colapso bajo humedecimiento y carga si se presentan filtraciones intensas a través del suelo seguidas de desecación del material.
2. Suelos de origen eólico, con alta relación de vacíos, no saturados, ligeramente cementados por deposiciones superficiales entre las partículas.
3. Los suelos eólicos de tipo loess pobremente cementados y no saturados, así como los suelos arcillosos de origen eólico con grumos de partículas del tamaño de los limos que sean no saturados.
4. Suelos arcillosos de origen eólico con grumos de partículas del tamaño de los limos no saturados

El colapso de la estructura de estos suelos se produce por saturación o disolución del cementante y por efecto de las cargas aplicadas. Cuando la cohesión es aparente y producida por la tensión superficial de los meniscos del agua, el colapso es inmediato por la saturación y el peso propio del material.

Estos suelos pueden ser identificados en campo, mediante una prueba llamada “*sausage*” que consiste en tomar una muestra de suelo y partirla en dos piezas las cuales se moldean para formar esferas aproximadamente del mismo tamaño; una de ellas se humedece antes de formar la esfera. Las dos muestras se comparan y si la muestra humedecida es visiblemente más pequeña que la otra, entonces el suelo es susceptible al colapso.

En laboratorio, se utiliza un consolidómetro, pero existen diferentes procedimientos, entre los cuales se encuentra el conocido como “odómetro doble”. También se pueden tener pruebas más sofisticadas como los microscopios electrónicos y de barrido, que pueden dar una idea de la estructura del suelo. La difracción de rayos X da un indicativo de las propiedades de la arcilla. Mediante análisis químicos se puede determinar la identidad de los iones absorbidos y disueltos en el agua de poro. Si requerimos saber que es realmente lo que está pasando desde un punto de vista físico-químico, estos últimos tipos de análisis son muy útiles. La explicación en más detalle de cada uno de estos procedimientos de pruebas, se encuentran en Clemence & Finbarr (1981), Dudley (1970), Gibbs & Bara (1956) y la norma ASTM D5333 que trata sobre la medición del potencial de colapso en los suelos.

- **Suelos altamente compresibles**

Se encuentran en varias regiones de México, y uno de los más notables ejemplos son las arcillas de la ciudad de México; dentro de esta categoría también se encuentran los suelos con alto contenido de materia orgánica, como las turbas. Estos suelos altamente compresibles se caracterizan por su alto contenido de agua. La presencia de estas arcillas puede causar serios daños a los sistemas de barrera y a los bordos de la laguna por los agrietamientos que puede producir. Como ya lo mencionamos, la norma ASTM D4546 puede ser útil en este tipo de suelos.

- **Suelos susceptibles a licuación**

Son caracterizados por suelos de grano fino uniforme en estado suelto y saturado; los depósitos aluviales recientes tienen estas características. Cuando están sujetos a cargas dinámicas o vibraciones, son susceptibles a grandes deformaciones o a un pronto colapso. La mayoría de las pruebas de campo consisten en la prueba de penetración estándar o pruebas de cono para medir la densidad relativa y compararla con las curvas publicadas por Seed y Alba (1986). Otras referencias donde se encuentra información sobre licuación son Kramer (1996) y Woods (1978), en este último se enlistan las ventajas y desventajas de los métodos existentes para medir las propiedades mecánicas del suelo.

- **Algunas recomendaciones para suelos problemáticos**

Existen diferentes soluciones para los suelos problemáticos cuando no es posible evitarlos o removerlos. En el caso de suelos expansivos, su estabilización es posible usando cal o cenizas volátiles de carbón; la cantidad de estabilizante que debe ser mezclado con el suelo depende de cada caso (deben hacerse pruebas de laboratorio para determinarla), pero es alrededor del 5% al 10%. El uso de algunos aditivos químicos es también una técnica efectiva para mejorar el comportamiento de esos suelos. Para suelos colapsables, una solución práctica consiste en presaturar y precargar para disminuir o evitar asentamientos repentinos. Las sustancias químicas, como la cal o el cemento, pueden usarse solos o combinados para reducir la expansión y dispersión potencial del suelo. Los suelos altamente compresibles son tratados usualmente con precarga o precompresión usando drenes verticales. Las arenas y los sedimentos susceptibles a licuación pueden mejorarse aumentando su densidad relativa a través de vibroflotación, compactación dinámica, vibrocompactación, etc.

Otra bibliografía útil a consultar sobre suelos problemáticos es Li *et al.* (2000), Mitchel (1986), O'Neill & Poormoayed (1980), Townsend (1985).

ANEXO C. OBTENCIÓN DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA EN SUELOS NO SATURADOS

La aplicación de las leyes de flujo de suelos no saturados a problemas ingenieriles requiere la obtención de propiedades hidráulicas como son (Fredlund & Rahardjo, 1993): coeficientes de permeabilidad del agua, coeficiente de permeabilidad del aire y difusión. A continuación se explican brevemente algunos de los métodos para la obtención de estas propiedades.

- **Medición del coeficiente de permeabilidad del agua**

El coeficiente de permeabilidad para la fase líquida en suelos no saturados se puede determinar usando métodos directos o indirectos. Los métodos directos pueden llevarse a cabo tanto en campo como en laboratorio. Los métodos indirectos se apoyan en datos como la curva característica suelo-agua, propiedades volumétricas y el coeficiente de permeabilidad en suelos saturados.

1. Métodos directos en la medición del coeficiente de permeabilidad del agua.

Como se mencionó, estos métodos pueden llevarse a cabo tanto en campo como en laboratorio. Las ventajas y desventajas de cada uno de ellos son iguales que en la medición de permeabilidad en suelos saturados; es decir, en laboratorio las pruebas son más económicas, pero *in situ* se representan de mejor manera las condiciones reales. Aunque desgraciadamente, las pruebas en campo no están tan estandarizadas como las pruebas en laboratorio.

El agua se suministra por la parte superior utilizando un dispositivo que garantice un gradiente de carga hidráulica constante a lo largo del espécimen. Esta carga hidráulica, h_{w1} , está controlada por un tubo Mariotte, Anexo A; aunque también se pueden utilizar otros dispositivos que cumplan con el requisito. El flujo ocurre de arriba hacia abajo, el agua que sale se mantiene con una carga hidráulica constante, h_{w2} , controlando la elevación del agua de salida. Las válvulas S_1 y S_2 se utilizan para eliminar las burbujas de aire que se acumulan entre el molde y las piedras porosas.

La prueba se inicia usando valores pequeños de la succión mátrica, los cuales se van incrementando conforme se mide la permeabilidad. En otras palabras, la prueba comienza en condiciones cercanas a la saturación, continuando con un proceso de secado conforme avanza la prueba. La succión mátrica ($u_a - u_w$) se ajusta a los valores requeridos controlando la presión de aire de poro, lo cual se indica con la altura del líquido en el manómetro, h_m .

La carga de la presión de agua de poro se determina con las elevaciones del fluido de los manómetros colocados en los tensiómetros T_1 y T_2 . La carga de presión es positiva cuando el fluido está por encima de la elevación de los tensiómetros, y negativa cuando el fluido está por debajo de dichas elevaciones. En la Figura C.1 la carga de presión sería positiva para el tensiómetro T_1 indicada por (+) h_{p3} y negativa para el tensiómetro T_2 con (-) h_{p4} .

La condición de estado establecido se aplica y se verifica con h_{w1} y h_{w2} . La condición de carga constante se logra cuando el flujo de entrada es igual al flujo de salida y cuando la lectura de los tensiómetros es constante con el tiempo.

Para el cálculo de la permeabilidad se obtiene el gasto, Q , que pasa por el área transversal del espécimen, A , en un período de tiempo, t . El gradiente de carga hidráulica en el suelo se calcula conociendo las cargas hidráulicas h_{w3} y h_{w4} , correspondientes a los tensiómetros T_1 y T_2 , así como la distancia d_i a la cual están colocados. La ecuación que se utiliza en el cálculo de la permeabilidad, k_w , es:

$$k_w = \left(\frac{Q}{At} \right) \left(\frac{d_i}{h_{w3} - h_{w4}} \right) \quad (C.1)$$

El cálculo de la permeabilidad tiene algunas incertidumbres asociadas los cambios de carga hidráulica producidos por las piedras porosas, así como en el contacto entre piedras porosas y suelo (Klute, 1972). La presión de aire de poro se asume uniforme a lo largo del espécimen:

$$u_a = \rho_m g h_m \quad (C.2)$$

donde,

ρ_m , densidad del líquido del manómetro

g , aceleración de la gravedad

h_m , altura del líquido del manómetro

El gradiente de carga hidráulica aplicado causa una variación en la presión de agua de poro, el promedio de esta presión de poro se obtiene con:

$$(u_w)_{prom} = \left(\frac{h_{p3} + h_{p4}}{2} \right) \rho_w g \quad (C.3)$$

donde,

ρ_w , densidad del agua

u_{prom} , promedio de la presión de agua de poro

El coeficiente de permeabilidad, ecuación D.1, corresponde al promedio de la succión mátrica del suelo:

$$(u_a - u_w)_{prom} = \rho_m g h_m - \left(\frac{h_{p3} + h_{p4}}{2} \right) \rho_w g \quad (C.4)$$

donde,

$(u_a - u_w)_{prom}$, promedio de la succión mátrica

El contenido de agua del espécimen se mide directamente del suelo, con métodos destructivos o no destructivos. Al utilizar técnicas destructivas, el contenido de agua se mide después de cada vez que se mide la permeabilidad; por lo que el espécimen de suelo sólo se puede utilizar solamente en una de las etapas de la prueba. En este caso se deben preparar varios especímenes idénticos para poder obtener permeabilidades a diferentes valores de succión mátrica o contenido de agua. Con una técnica no destructiva, es posible medir el contenido de agua a diferentes valores de succión mátrica utilizando un sólo espécimen. Un método para medir el contenido de agua es pesando el espécimen de suelo (junto con el aparato) después de cada etapa de la prueba. Los contenidos de agua iniciales y finales son calculados a partir de los valores de masa inicial y final del espécimen de suelo. La masa del suelo se obtiene secando (en el horno) el espécimen de suelo al final de la prueba.

También se puede medir indirectamente para un cierto valor de succión mátrica utilizándose las curvas características suelo-agua. Esta curva característica se obtiene a partir de otro espécimen del mismo suelo, aunque Ingersoll (1981) demostró que era posible obtener simultáneamente el coeficiente de permeabilidad y la curva característica suelo-agua usando el aparato de la Figura C.1. En este caso, los cambios en el contenido de agua se miden durante cada incremento de la succión mátrica.

Al haberse calculado el coeficiente de permeabilidad, k_w , para un cierto valor de succión mátrica o contenido de agua, se realizan otras pruebas pero con valores mayores de succión mátrica. La succión mátrica se incrementa aumentando la presión de aire aplicada o decreciendo la presión de agua aplicada. El promedio de la presión de agua de poro se puede disminuir reduciendo los valores de h_{w1} y h_{w2} . En ningún momento se debe permitir que el valor de succión mátrica exceda el valor de permeabilidad de las piedras porosas o el valor límite que puede ser medido en los tensiómetros. Al terminar las pruebas se obtienen una serie de valores de coeficiente de permeabilidad, los cuales se pueden graficar para los valores de succión mátrica correspondientes, Figura C.2.

Otro aparato para medir el coeficiente de permeabilidad del agua, k_w , utiliza una muestra cilíndrica de suelo colocada entre dos piedras porosas y dentro de una cámara de presión de aire, Figura C.3. Se aplica una presión controlada de aire, u_a , alrededor del espécimen. La presión de agua de poro, u_w , se mide por medio de tensiómetros colocados en los extremos de la muestra. Se aplica el gradiente de carga hidráulica constante igual que como se describe para la Figura C.1. La prueba de permeabilidad se lleva a cabo como se describió anteriormente; en este caso, la succión mátrica se incrementa al aumentar la presión de aire.

Las dimensiones de la muestra varían entre 25–100 mm de diámetro y 10–500 mm de altura. Mientras mayor sea la altura, mayor tiempo se requerirá para alcanzar la condición de estado establecido; además, cuando las muestras son muy altas se necesita más de dos tensiómetros para asegurar precisión en la medición de la presión de agua de poro. Cabe mencionar que muestras con alturas muy pequeñas pueden ser imprecisas, por lo que se recomienda seleccionar alturas promedio.

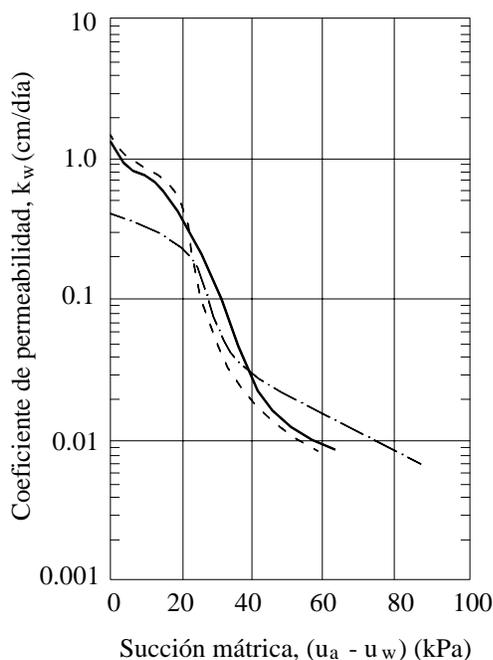


Figura C.2. Coeficiente de permeabilidad del agua como función de la succión mátrica, obtenidos usando el método de carga constante o estado establecido en tres pruebas diferentes (Fredlund & Rajardho, 1993)

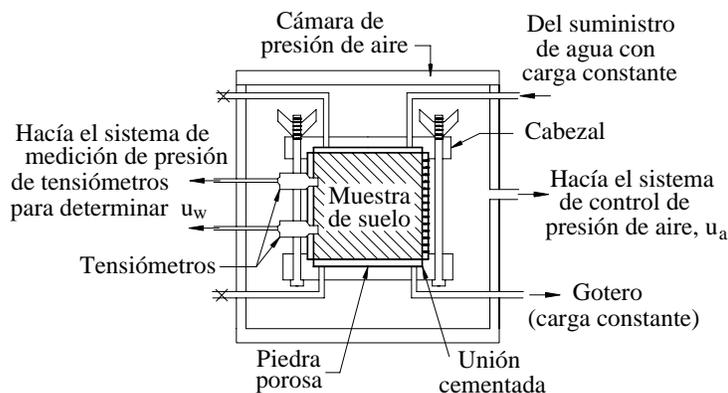


Figura C.3. Aparato utilizado para medir el coeficiente de permeabilidad del agua utilizando carga constante (Fredlund & Rajardho, 1993)

Son muchas las dificultades asociadas al método de estado establecido o carga constante. Uno de los principales problemas son los bajos valores del coeficiente de permeabilidad de los suelos no saturados, especialmente cuando se tienen valores de succión mátrica muy altas. Ésto produce que el flujo de agua sea muy lento por lo que para completar una serie de

pruebas se requiere de mucho tiempo. Otra dificultad es el contacto entre la muestra de suelos y el permeámetro, pues conforme se incrementa la succión mátrica la muestra se contrae y se separa de las paredes del permeámetro. Otras desventajas se pueden encontrar en Klute (1965, 1972) y Olson & Daniel (1981), un resumen se presenta en Fredlund & Rajardho (1993).

- Prueba de carga variable.

El *método del perfil instantáneo*, es un procedimiento de carga variable o método de estado no establecido, el cual puede utilizarse tanto en laboratorio como *in situ*. Este método utiliza una muestra cilíndrica, la cual se sujeta a un flujo continuo de agua en uno de los extremos del espécimen. El procedimiento de esta técnica tiene muchas variaciones; por ejemplo, la forma en que se aplica el flujo o la forma de medición del gradiente de carga hidráulica y el flujo.

La forma en que se aplica el flujo puede ser por medio de humedecimiento o secados de la muestra, es decir, haciendo que el agua fluya hacia dentro de la muestra o salga de ella. Por otro lado, para la medición del gradiente de carga hidráulica y el flujo a lo largo de un espécimen se pueden utilizar una serie de procedimientos diferentes. Una primer manera sería medir independientemente la distribución de la presión de agua de poro y contenido de agua. La distribución de contenido de agua se puede utilizar para calcular el flujo, mientras que el gradiente de carga de presión de agua de poro puede calcularse utilizando la distribución de la presión de agua de poro. La carga gravitatoria se obtiene por la diferencia de elevaciones.

Un segundo procedimiento sería medir la distribución de agua de poro mientras se infiere la carga de presión de agua de poro a partir de la curva característica suelo-agua. Una tercer forma es medir la distribución de la presión de agua de poro e inferir de la curva característica suelo- agua el valor de los contenidos de agua; para la medición de las presiones de poro se utilizan tensiómetros. Dentro de estos procedimientos el primero ha resultado el más adecuado.

Investigadores como Hamilton et al. (1981) propusieron el equipo que se muestra en la Figura C.4; éste funciona controlando un flujo de agua en uno de los lados del espécimen, mientras que el otro lado esta abierto a la atmósfera. El agua fluye en dirección horizontal como resultado de un gradiente en las cargas de presión de agua de poro.

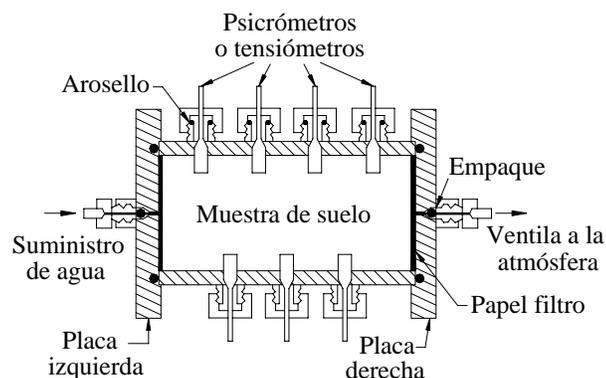


Figura C.4. Equipo para medir el coeficiente de permeabilidad del agua usando el método del perfil instantáneo (Hamilton et al., 1981)

A continuación se ilustra una prueba de permeabilidad utilizando un proceso de humedecimiento. Primeramente se coloca la muestra compactada o inalterada dentro del permeámetro cilíndrico, Figura C.4. Enseguida, se cubren ambos lados del espécimen y se sellan con aro-sellos. El agua se suministra por el lado izquierdo y es distribuido en la superficie del suelo por medio de varias hojas de papel filtro.

En el lado derecho también se coloca papel filtro y además se tiene una válvula que permite al espécimen estar a la presión atmosférica. A lo largo del permeámetro se colocan varias conexiones para colocar tensiómetros o psicrómetros; los tensiómetros se utilizan en suelos con succiones mátricas relativamente menores a 90 kPa, mientras que los psicrómetros miden succiones entre 100 y 8000 kPa aproximadamente. Estos aparatos son insertados en el suelo a través de pequeños orificios. Para una mejor realización de esta prueba es recomendable controlar la temperatura y humedad del ambiente (Fredlund & Rajardho, 1993).

La prueba comienza con el suelo en condición no saturada y continua hasta una condición saturada. La primera medición de succión se hace en condiciones de equilibrio, posteriormente esta condición se altera al inyectar lentamente agua en el suelo. La velocidad con la que se infiltra el agua debe ser elegida de tal manera que la presión de agua de poro sea siempre negativa a lo largo del espécimen.

La Figura C.5 muestra tres perfiles de succión (a lo largo del espécimen) generados por tres diferentes tipos de infiltración. Velocidades de flujo entre $0.2\text{--}5\text{ cm}^3/\text{día}$ son generalmente satisfactorias (Daniel, 1983). La succión del suelo se mide en varios intervalos de tiempo, puede ser cada 24 horas; además, los psicrómetros pueden ser reemplazados por tensiómetros cuando la succión caiga a valores menores a los 90 kPa.

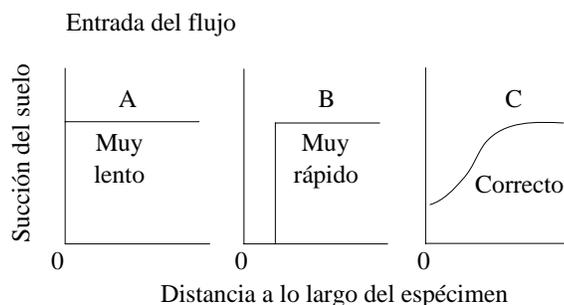


Figura C.5. Perfiles de succión asociados a diferentes valores de velocidad de infiltración (Daniel, 1983)

La prueba finaliza cuando la presión de agua de poro en la entrada del permeámetro (izquierda) se vuelva positiva. Una presión positiva del agua de poro produce flujo a lo largo de la pared interior del permeámetro o alrededor de los tensiómetros. Una vez terminada la prueba, el espécimen de suelo se divide en varias secciones para medir los contenidos de agua finales. Finalmente se grafica la curva característica suelo-agua utilizando los contenidos de agua volumétrica finales y sus correspondientes succiones. Normalmente una prueba puede llevarse entre dos y tres semanas en ser completada.

En esta prueba, los cálculos del coeficiente de permeabilidad se realizan graficando las cargas de presión de agua de poro contra los perfiles del contenido de agua volumétrica en varios puntos a lo largo del espécimen, Figura C.6a y C.6b. La presión de agua de poro se obtiene

con los tensiómetros o psicrómetros; ésta puede ser dividida entre el peso unitario del agua ($\rho_w g$) para obtener la carga de presión. Por otro lado, el gradiente de carga hidráulica (gradiente de carga de presión de agua de poro) en un punto del espécimen para un tiempo determinado es igual a la pendiente del perfil de carga hidráulica, Figura C.6a (Fredlund & Rajardho, 1993):

$$i_w = \frac{dh_w}{dx} \quad (\text{C.5})$$

donde,

i_w , gradiente de carga hidráulica en un punto para un tiempo determinado
 dh_w/dx , pendiente del perfil de carga hidráulica en un punto considerado

El perfil de contenido de agua volumétrica se obtiene de la presión de agua de poro medida y de la curva característica suelo-agua. El valor absoluto de la presión negativa de agua de poro medido por el tensiómetro es igual a la succión mátrica. La velocidad del flujo, v_w , en un punto es igual al volumen de agua que fluye a través del área de sección transversal del espécimen, A , durante un intervalo de tiempo, dt . El agua fluye de izquierda a derecha en el permeámetro; además, en la salida (derecha) no hay flujo de agua fuera del espécimen. Por lo tanto, el volumen total de agua que pasa a través de un punto del suelo durante un periodo de tiempo es igual al cambio de volumen de agua que ocurre entre el punto en consideración y el lado derecho del espécimen durante un periodo de tiempo.

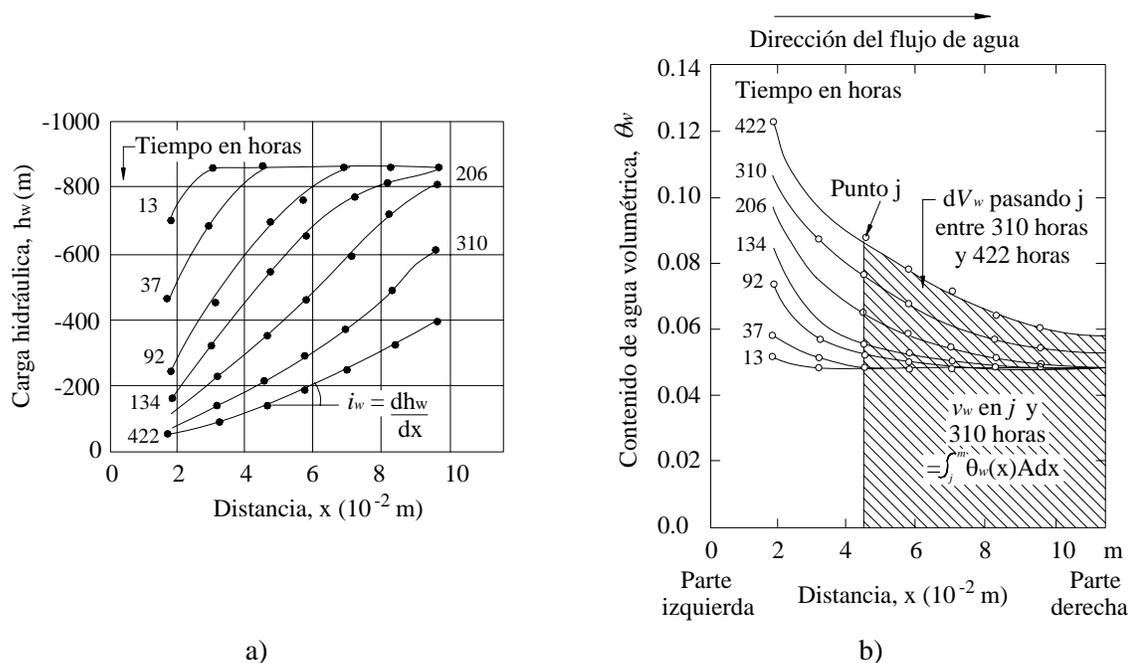


Figura C.6. Perfiles de carga hidráulica y contenido de agua durante una prueba con flujo no establecido. a) Perfil de carga hidráulica; b) Perfil de contenido de agua volumétrica (Hamilton et al, 1981)

El total de volumen de agua presente entre el punto j y el lado derecho del espécimen, m , en un tiempo específico se obtiene integrando el perfil de contenido de agua volumétrica para un intervalo de tiempo determinado, Figura C.6b (Fredlund & Rajardho, 1993):

$$V_w = \int_j^m \theta_w(x) A dx \quad (C.6)$$

donde,

V_w , volumen total de agua en el suelo entre un punto j y el final del espécimen (lado derecho), designado como punto m

$\theta_w(x)$, perfil de contenido de agua volumétrica como función de la distancia, x , para un tiempo específico

A , área de la sección transversal del espécimen

La diferencia en los volúmenes de agua, dV_w , calculado en dos intervalos de tiempo continuos es la cantidad de agua que fluye a través del punto j durante el intervalo de tiempo que se considere, Figura C.6b. Entonces, la velocidad de flujo en un punto se calcula como sigue (Fredlund & Rajardho, 1993):

$$v_w = \frac{dV_w}{A dt} \quad (C.7)$$

Esta velocidad de flujo corresponde a un valor promedio de los gradientes de carga hidráulica obtenidos en dos intervalos de tiempo consecutivos. Por lo tanto, el coeficiente de permeabilidad, k_w , se calcula dividiendo la velocidad del flujo, v_w , entre el promedio del gradiente de carga hidráulica, i_{prom} (Fredlund & Rajardho, 1993):

$$k_w = \frac{v_w}{i_{prom}} \quad (C.8)$$

El cálculo del coeficiente de permeabilidad puede ser repetido para diferentes puntos en diferentes tiempos. Obteniendo de tal manera, varios coeficientes de permeabilidad correspondientes a varios contenidos de agua o valores de succión.

La Figura C.7 muestra los resultados típicos (obtenidos en laboratorio) de los coeficientes de permeabilidad en función de la succión para una arcilla.

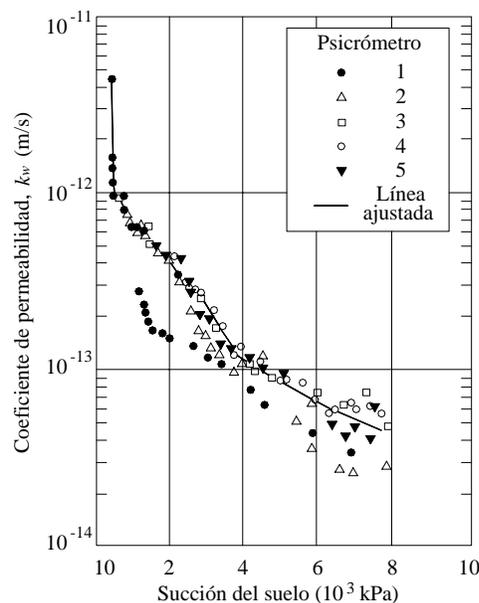


Figura C.7. Coeficientes de permeabilidad obtenidos usando el método de perfil instantáneo en laboratorio (Hamilton et al, 1981)

b. Obtención en campo

La medición de la permeabilidad siempre va a ser más acercada a la realidad cuando se mide en campo, pues se toma en cuenta la heterogeneidad del suelo, grietas de tensión, fisuras por raíces y animales, así como mayores extensiones de suelo. Desafortunadamente, estos métodos son más caros y no están tan estandarizados como los de laboratorio.

Dentro de los métodos *in situ* considerados como los más exactos se encuentra el “método del perfil instantáneo”, dicho procedimiento aplica los mismos conceptos en campo y laboratorio. Existen muchas variaciones de este método, pero las principales diferencias se encuentran en el control de la evaporación y en la manera que se utiliza para determinar el contenido de agua y el perfil de presión de agua de poro. En Fredlund & Rajardho (1993) se detalla un poco sobre la forma de aplicar el método de perfil instantáneo en campo.

2. Métodos indirectos en la medición del coeficiente de permeabilidad del agua.

Entre los métodos indirectos más utilizados para obtener el coeficiente de permeabilidad del agua se encuentra la curva característica suelo-agua y la curva de succión mátrica contra grado de saturación.

En este caso se discute sobre la predicción del coeficiente de permeabilidad utilizando la curva característica suelo-agua. Comercialmente existen dos equipos para obtener esta curva, la celda de presión Tempe (*Tempe pressure cell*) y la placa extractora de presión volumétrica (*Volumetric pressure plate extractor*). En estos aparatos se coloca un espécimen de suelo dentro de una cámara de presión y sobre un disco poroso, el cual permite la entrada a un gran volumen de aire, de tal manera que la presión de aire en la cámara puede ser elevada a un valor preestablecido por encima de la presión atmosférica. Esa presión de aire aplicada provoca que el agua de poro sea drenada. En estado de equilibrio, el suelo tiene un contenido de agua correspondiente a una succión mátrica específica. La succión mátrica del suelo es igual a la magnitud de presión de aire en la cámara, pues la presión del agua de poro se mantiene en condiciones atmosféricas.

En la Figura C.8 se muestra la sección transversal de celda de presión Tempe, donde se puede observar el suelo entre dos placas y colocado sobre un disco poroso. Se muestra también un tubo de salida ajustado a la placa inferior, por debajo del disco poroso, el cual ayuda a drenar el agua que se extrae del espécimen de suelo. La presión de aire se suministra por medio de un tubo de entrada que se encuentra en la parte superior. La prueba inicia saturando el disco poroso y comúnmente también el espécimen de suelo. Después de saturar el suelo, el exceso de agua se remueve de la celda. La placa superior e inferior tienen que estar bien ajustadas para posteriormente suministrar la presión de aire al espécimen. Esta presión se aplica con un valor igual al valor de succión mátrica deseado.

Una vez que se aplica la presión de aire de poro, el agua comienza a drenarse del espécimen a través del disco poroso hasta que se alcanza un equilibrio, donde la succión mátrica del suelo es igual a la presión de aire aplicada. El tiempo requerido para alcanzar el equilibrio depende del espesor y permeabilidad del espécimen, así como de la permeabilidad de la piedra porosa. El cambio en el contenido de agua se mide pesando el espécimen y la celda una vez que se

alcanza el equilibrio. Finalizado esto, se repite el procedimiento aplicando presiones de aire mayores. Este equipo es generalmente usado para succiones mátricas mayores a 100 kPa. Una vez que se aplicó el mayor valor de succión mátrica, la presión de aire en la celda se disipa y se remueve el suelo. El contenido de agua en este punto se obtiene secando el espécimen en el horno, éste se utiliza además para calcular los otros contenidos de agua relacionándolos con los pesos medidos durante la prueba. Obtenidos los datos se grafica la succión mátrica contra sus correspondientes contenidos de agua para dibujar la curva característica suelo-agua.

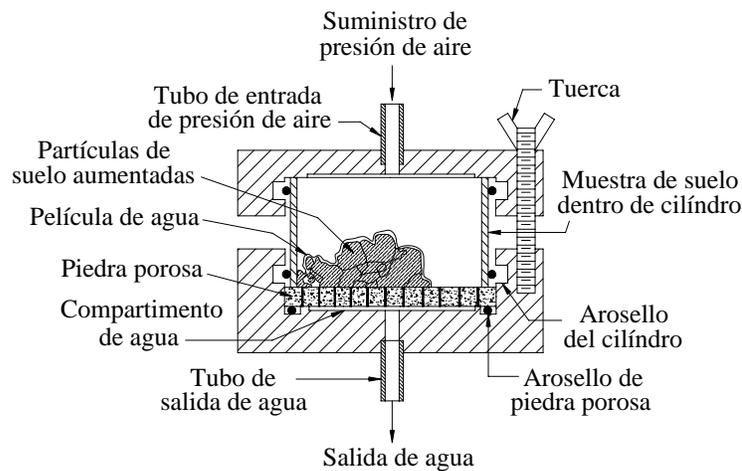


Figura C.8. Sección transversal de la celda de presión Tempe (Fredlund & Rajardho, 1993)

Otro equipo es la “placa extractora de presión volumétrica”, en la que se pueden obtener valores de succión mátrica de hasta 200 kPa y estudiar la histéresis por secado y humedecimiento de la curva característica suelo-agua. En la Figura C.9 se muestra un esquema de este dispositivo.

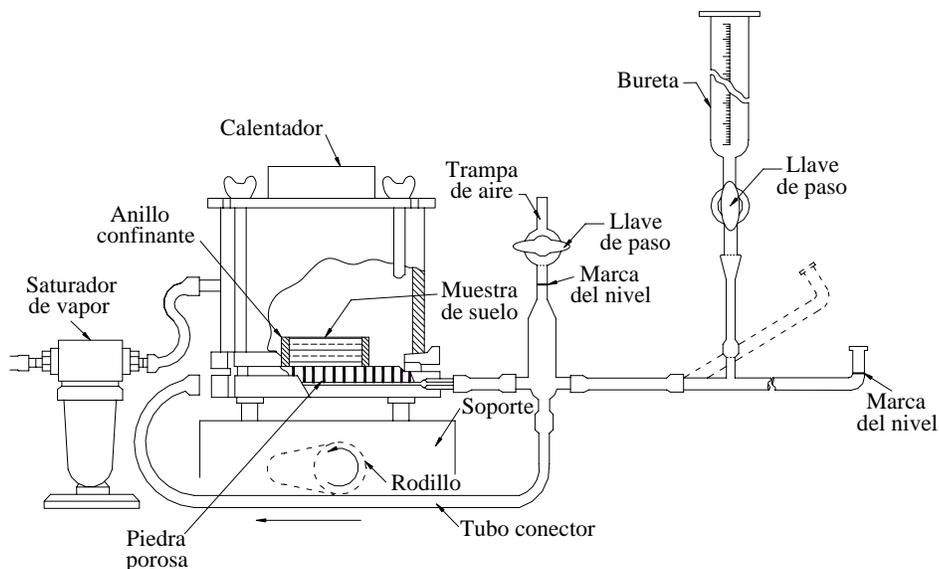


Figura C.9. Esquema del equipo de placa extractora de presión volumétrica para la obtención de la curva característica suelo-agua (Fredlund & Rajardho, 1993)

El primer punto de la curva de secado, Figura C.10 se obtiene aplicando a la muestra de suelo un valor de succión mátrica pequeño; con esto, el agua del espécimen se empieza a drenar a través de la piedra porosa. El flujo de agua de salida se detiene cuando se alcanza el equilibrio. Una vez en equilibrio, se incrementa nuevamente el valor de la succión mátrica aumentando la presión de aire en el extractor. Este proceso se repite hasta que se completa la curva de secado. El cambio de volumen de agua leído en la bureta para al menos dos presiones en equilibrio provee la información necesaria para el cálculo de los contenidos de agua del suelo.

Una vez completado el proceso de secado, se continúa con el proceso de humedecimiento. Ahora, el valor de succión mátrica se va reduciendo decreciendo la presión de aire en el extractor, lo que ocasiona que el agua fluya hacia la muestra de suelo. Se alcanza un equilibrio cuando el agua deja de estral al suelo. El proceso se repite para menores valores de succión mátrica hasta que se obtiene la curva de humedecimiento completa.

El contenido de agua final de la muestra correspondiente al último valor de succión mátrica se mide al final de la prueba. El contenido de agua correspondiente a cada valor de succión mátrica se puede calcular utilizando el contenido de agua final y los cambios de volumen medidos durante la aplicación de las presiones.

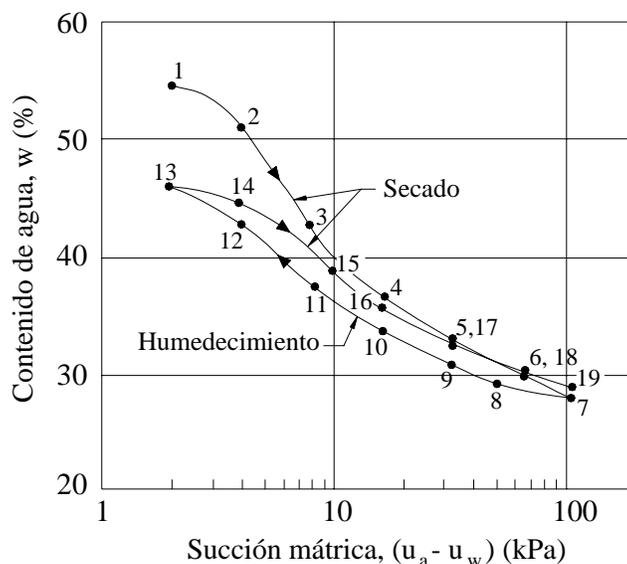


Figura C.10. Curva característica suelo-agua durante el proceso de secado y humedecimiento en una arcilla (Fredlund & Rajardho, 1993)

Más detalle sobre estos procedimientos se pueden encontrar en Fredlund & Rajardho (1993).

▪ Medición del coeficiente de permeabilidad del aire

Existen tanto métodos directos como indirectos para medir el coeficiente de permeabilidad del aire, k_a . Uno de los métodos indirectos es utilizando la curva succión mátrica contra grado de saturación; en este procedimiento se calcula el coeficiente de permeabilidad del aire como función del grado de saturación efectivo, S_e , o como una función de la succión mátrica. Una breve explicación a esto se encuentra el quinto capítulo de Fredlund & Rajardho (1993).

Para el cálculo de manera directa del coeficiente de permeabilidad del aire, k_a , se pueden utilizar los mismos principios que para el coeficiente de permeabilidad del agua, k_w . Es decir, las permeabilidades se miden para diferentes contenidos, lo cual ocurre al cambiar la presión de aire de poro, u_a , o la presión de agua de poro, u_w , pues se cambia la succión mátrica.

Los aparatos utilizados para obtener este coeficiente de permeabilidad son el odómetro o los permeámetros de pared flexible (triaxiales), aunque se encontraron menos dificultades al utilizar permeámetros. En la Figura C.11 se muestra un esquema del equipo propuesto por Matyas (1967). Un espécimen de suelo se coloca entre dos piedras porosas y se sujeta a una presión confinante. Posteriormente se aplica una presión de aire a la base de la muestra. El flujo de aire de salida se mide con una bureta la cual tiene una interfase aire-aceite; además, se mide bajo condiciones de presión atmosférica.

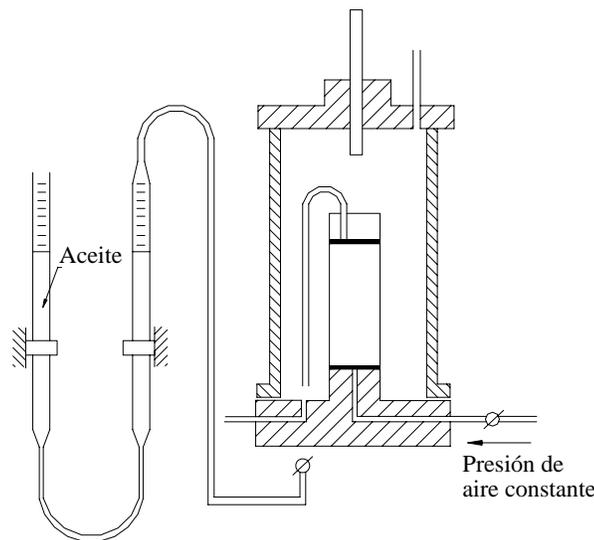


Figura C.11. Permeámetro de pared flexible para medir el coeficiente de permeabilidad del aire (Matyas, 1967)

Otro permeámetro desarrollado por Barden & Pavlakis (1971) puede utilizarse para medir el coeficiente de permeabilidad del agua y del aire en una misma muestra de suelo, Figura C.12. Este permeámetro está diseñado para permitir el control independiente de los esfuerzos totales, la presión de aire y agua de poro. Además, el suelo puede ser sujeto a presiones confinantes isotrópicas o anisotrópicas. Para la medición de la permeabilidad se varían las condiciones de estado de esfuerzo en la red de esfuerzos normales ($\sigma - u_a$) y en la succión mátrica ($u_a - u_w$).

La muestra de suelo se coloca entre dos piedras porosas y es cubierta por una membrana de látex, la cual se sujeta a unos cabezales mediante arosellos. El agua fluye de la parte inferior del espécimen hacia arriba, mientras que el aire fluye de la parte superior hacia abajo. La continuidad del flujo del agua se asegura eliminando las burbujas de aire que queden atrapadas en las piedras porosas. El aire se aplica directamente al espécimen de suelo a través de un hueco que se corta alrededor del perímetro de la piedra porosa, lo que permite una distribución uniforme del aire en la superficie del suelo. Además la presión de aire aplicada es siempre mayor que la presión de agua aplicada. Es decir, el aire no puede fluir a través de la piedra porosa mientras la succión mátrica del suelo sea menor que el valor de entrada de aire de las piedras porosas. Este arreglo mantiene una separación en el flujo de agua y de aire.

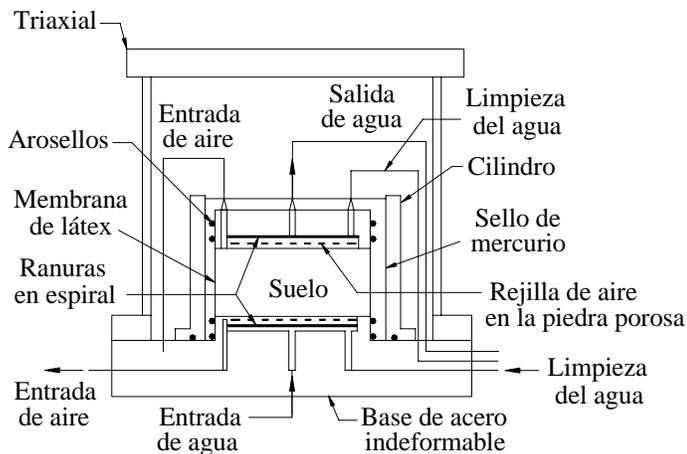


Figura C.12. Permeámetro de pared flexible para medir el coeficiente de permeabilidad del aire (Fredlund & Rajardho, 1993)

Una explicación más detallada sobre este equipo se encuentra en Fredlund & Rajardho (1993) y Barden & Pavlakis (1971).

▪ Medición de difusión

Por lo general las pruebas de laboratorio en suelos no saturados requieren de largo tiempo para llevarse a cabo, lo que hace posible que se presente difusión del aire a través del agua. Este aire difuso puede causar algunos errores durante la medición de los coeficientes de permeabilidad tanto del agua como del aire, al acumularse por debajo de las piedras porosas que se utilizan en las pruebas de laboratorio. Por éstas y otras razones, es importante considerar la difusión del aire durante las pruebas de laboratorio en suelos no saturados.

Barden & Sides (1967) midieron el coeficiente de difusión de aire tanto en suelos saturados como no saturados utilizando el aparato que se muestra en la Figura C.13. En resumen, el procedimiento era colocar el suelo dentro del equipo y aplicar una presión de aire en la parte superior de la muestra, haciendo variar las magnitudes de aplicación. La presión de aire aplicada establece un gradiente de presión a lo largo de la muestra, el cual está relacionado a la presión atmosférica. La presión en cada etapa se mantiene hasta que se observaba un estado establecido en la difusión del aire, se deja 48 horas más y se hacen mediciones.

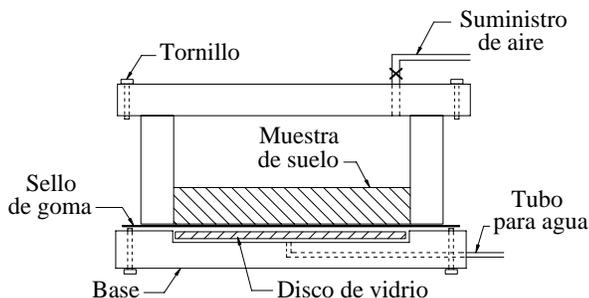


Figura C.13. Equipo para medir el coeficiente de permeabilidad (Barden & Sides, 1967)

Otros equipos propuesto para medir el volumen de aire difuso y por tanto corregir el cambio de volumen total del agua son los conocidos como “bombeo de burbujas” propuesto por Bishop & Donald (1961) y el “indicador de aire difuso” por Fredlund (1975), un breve resumen de estos se puede encontrar en Fredlund & Rajardho (1993) y Zepeda (2004).

REFERENCIAS

- ASTM D 422, “*Particle-Size Analysis of Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 427, “*Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 698, “*Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 1140, “*Amount of Material in Soils Finer Than the No. 200 (75- μ m) Sieve*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 1557, “*Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³))*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 2216, “*Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 2434, “*Permeability of Granular Soils (Constant Head)*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 2435, “*One-Dimensional Consolidation Properties of Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 2487, “*Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 2488, “*Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 2850, “*Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 2974, “*Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 3385, “*Infiltration rate of soils in field using double ring infiltrometer*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 4186, “*One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 4318, “*Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 4546, “*One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 4643, “*Determination of Water (Moisture) Content of Soil by the Microwave Oven Heating*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 4647, “*Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test*”, American Society for Testing Materials.

- ASTM D 4767, “*Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 4829, “*Expansion Index of Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 5084, “*Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 5333, “*Measurement of Collapse Potential of Soils*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM D 5890, “*Swell Index of Clay Mineral Component of Geosynthetic Clay Liners*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM E 11, “*Wire cloth and sieves for testing purpose*”, American Society for Testing Materials.
- ASTM E 100, “*Hydrometers*”, American Society for Testing Materials.
- Almanza, R. (1991), “*Permeabilidad de revestimientos de arcillas*”, Memoria, Simposio Geotecnia y Medio Ambiente, SMMS, México, D. F., pp. 141-146.
- Almanza, R. Martínez, A., Segura, G. (1989), “*Study of a kaolinite clay as a liner for solar ponds*”, Solar Energy, Vol. 42, No. 5, pp 395-403.
- Auvinet, G. (1982), “*Conceptos recientes de materiales de filtros para usos geotécnicos*”, Memorias del Simposio: Uso de Medios Filtrantes en Ingeniería sanitaria y Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Auvinet, G. (1983), “*Design and Construction of a Solar Evaporation Pond*”, Proceedings of the 7th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, June, Vancouver, Canada.
- Auvinet, G., Espinosa, L. (1979) “*Compaction of Clay Lining for Impermeabilization of Reservoirs*”, Proceedings, 6th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, pp. 343-351, Lima, Peru.
- Auvinet, G., Hiriart G. (1980), “*A Cooling Pond for the Rio Escondido Coal-fired Power Plant*”, Proceedings, ASCE Symposium on Surface-Water Impoundments, Vol. 2, pp. 1089-1098, June 2-5, Minneapolis, Minnesota.
- Auvinet, G., Espinoza, J. (1981), “*Impermeabilization of a 300-Hectare Cooling Pond*”, Proceedings, Symposium on Permeability and Groundwater Contaminant Transport, Philadelphia, ASTM, Special Technical Publication No. 746, pp. 151-167, USA.
- Auvinet, G., Esquivel, R. (1986), “*Impermeabilización de lagunas artificiales*”, Editorial Limusa, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Auvinet, G., Rodríguez, J. (1996), “*Evaluación de filtraciones de lagunas artificiales*”, Memoria de la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Vol. 1, Morelia, México.
- Auvinet, G., Rodríguez, J. (1997), “*Evaluation of seepage losses in artificial ponds*”, Proceedings, International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, Germany, pp. 763-766.
- Barden, L., Pavlakis, G. (1971) “*Air and Water Permeability of Compacted Unsaturated Cohesive Soil*” J. Soil Sci., vol. 22, no. 3, 302-317.
- Barden, L., Sides, G. (1967) “*The Diffusion of Air Through the Pore Water of Soils*”, in Proc. 3rd Asian Regional Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Israel, vol. 1, 135-138.
- Bardet, J. P. (1997), “*Experimental Soil Mechanics*”, Prentice-Hall, Inc.

- Barrera, B. M., Garnica, A. P. (2002), “*Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres*”, Publicación Técnica No. 198, ISSN 0188-7297, IMT- SCT.
- Bear, J. (1972), “*Dynamics of Fluids in Porous Media*”, American Elsevier Publishing Inc., QC-151-B35.
- Benson, C., Daniel, D. (1990), “*Influence of Clods on Hydraulic Conductivity of Compacted Clay*”, J. of Geotech. Engrg., ASCE, 116(8), 1231-1248.
- Benson, C., Daniel, D. (1994), “*Minimum Thickness of Compacted Soil Liners II. Analysis and Case Study*”. J. Geotech. Engrg., ASCE, 120(1), 153-172.
- Benson, C., Zhai, H., and Wang, X. (1994). “*Estimating the Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners*” J. Geotech, Engrg., ASCE, 120(2), 366-387.
- Benson, C., Daniel, D., Boutwell, G. (1999), “*Field Performance of Compacted Clay Liners*”, J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, 125(5), 390-403.
- Bjerrum, L., and Huder, J., (1957), “*Measurement of the Permeability of Compacted Clays*” Proc., Fourth Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engrg., London, England, 1, 6-8.
- Bishop, A., Donald, I. (1961) “*The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus*”, in Proc. 5th International conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Francia. Vol. 1, 13-21.
- Boardman, B. T., Daniel, D. E. (1996), “*Hydraulic Conductivity of Desiccated Geosynthetic Clay Liners*”, J. of Geotech. Engrg., ASCE, 122(3), 204-208.
- Boutwell, G., and Hedges, S., (1989). “*Evaluation of Liner-Retention Liners by Multivariate Statistics*” Proc., 12th ICSMFE, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 815-818.
- Boutwell, G., Tsai, C. (1992), “*The Two-Stage Field Permeability Test for Clay Liners*”, Geotechnical News, Vol. 10, No. 2, pp. 32-34.
- Bowles, J. E., (1979), “*Physical and Geotechnical Properties of Soils*”, McGraw-Hill, Inc.
- Boyton, S. S., and Daniel, D. E., (1985), “*Hydraulic Conductivity Test on Compacted Clay*” J. of Geotech. Engrg., ASCE, 111(4), 465-478.
- Budhu, M. (2000), “*Soil Mechanics & Foundations*”, John Wiley & Sons, Inc.
- Casagrande, A. (1940), “*Seepage Through Dams, Contributions to Soils Mechanics*”, Boston Society of Civil Engineers, pp. 295-336.
- Cedergren, H. (1989), “*Seepage, Drainage and Flow Nets*”, Third Edition, John Wiley & Sons, Inc.
- Clemence, S. P. & Finbarr, A. O. (1981), “*Design Consideration for Collapsible Soils*”, JSMFD, ASCE, 7(3), No. GT3, 305-317, USA.
- CNA, (1990), “*Manual de mecánica de suelos, instructivo para ensaye de suelos*”, Colección Breviarios del Agua, México.
- CNA, (2003), Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. Inventario Nacional 2003.
- Daniel, D. E. (1983), “*Permeability Test for Unsaturated Soil*”, Geotechnical Testing Journal, ASTM, vol. 6, no. 2, 81-86.
- Daniel, D. E. (1984), “*Predicting Hydraulic Conductivity of Clay Liners*”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 110(2), 285-300.
- Daniel, D. E., Trautwein, S. J., Boynton, S. S., Foreman, D. E. (1984), “*Permeability Testing with Flexible-Wall Permeameters*”, Geotechnical Testing Journal, Vol. 7, No. 3, pp. 113-122.

- Daniel, D. E. (1987), "*Earthen Liners for Land Disposal Facilities*", Proc., Geotechnical Practice for Waste Disposal '87, Ann Arbor, Mich., ASCE, 21-39.
- Daniel, D. E. (1989), "*In-Situ Hydraulic Conductivity Tests for Compacted Clay*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 115(9), 1205-1226.
- Daniel, D. E., Benson, C., (1990), "*Water Content-Density Criteria for Compacted Soil Liners*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 116(12), 1811-1830.
- Daniel, D. E., Wu, Y., (1993), "*Compacted Clay Liners and Covers for Arid Sites*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(2), 223-237.
- Daniel, D. (1993a) "*Geotechnical practice for waste disposal*", Chapman Hall Inc.
- Daniel, D. (1994), "*State of the Art: Laboratory Hydraulic Conductivity Tests for Saturated Soils*", Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP 1142, 30-78.
- Daniel, D. E., Koerner, R., et al. (1998), "*Slope Stability of Geosynthetic Clay Liner Test Plots*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 124(7), 628-637.
- Day, S. R., (1994), "*Superficial Stability of Compacted Clay: Case Study*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 120(11), 1980-1990.
- Day, S. R., Daniel, D. E., (1985), "*Hydraulic Conductivity of Two Prototype Clay Liners*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 111(8), 957-970.
- Díaz, R. A. (2004), Notas del curso de mecánica de suelos teórica y propiedades de los suelos, DEPI, UNAM.
- Dudley, J.H. (1970), "*Review of Collapsing Soils*", JSMFD, ASCE, Vol. 96, No. SM3, pp. 925-947, USA.
- Elsbury, B., Daniel, D., Sraders, G., Anderson, D., (1990). "*Lessons Learned from Compacted Clay Liner*", ASCE, 116(11), 1641-1660.
- Escalante, V. et al. (1998), "*Evaluación de las lagunas de estabilización*", Curso – Taller.
- Espinace, R., Díaz, I., Palma, J. (1991), "*Propiedades mecánicas del relleno sanitario de Limache*", IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Viña del Mar.
- Estornell, P., Daniel, D. (1992), "*Hydraulic Conductivity of three Geosynthetic Clay Liners*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 118(10), 1592-1606.
- Flores, R., (1999), "*Flujo de agua a través de suelos*", AMH – IMTA.
- Flores, R., Hristov, V., Li, X. (2001), "*Geotecnia en ingeniería de presas*", Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), México.
- Flores, R., Li X., Banola, I., Mantilla, G., Moeller, G. (2001), "*Geotecnia para proyecto y construcción de lagunas de estabilización*", Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), Comisión Nacional del Agua (CNA) e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), México.
- Flores, R., Li X., Banola, I., (2002), "*Aspectos Geotécnicos en el Diseño de Lagunas de Estabilización*", Revista cuatrimestral de la Asociación Mexicana de Hidráulica, A.C., Septiembre/Diciembre.
- Flores, R., Li X., Alva, F. (2003), "*Efectos del flujo de agua en la estabilidad de taludes*", Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XVIII, No. 2, pp. 35-52, Abril-Junio, México.
- Flores, R., Silva-Tulla, F. (2005), "*Geotechnics of Waste Stabilization Ponds – an important piece of the wastewater treatment puzzle*", Environmental Science Engineering, Vol. 18, No. 2, May, Canada.

- Fredlund, D. (1975) “A *Difused air Volume Indicator for Unsaturated soils*”, Canadian Geotech. J. 12(4), 533-539.
- Fredlund, D., Morgenstern, N. R. (1977), “*Stress state variables for unsaturated soils*”, J. of the Geotech. Engrg. Div., ASCE, 103 GT5, 447-466.
- Fredlund, D., Rahardjo, H., (1993), “*Soil Mechanics for Unsaturated Soils*”, Editorial Wiley, New York.
- Fredlund, D., Xing, A. (1994), “*Equations for the soil-water characteristic curve*”, Canadian Geotechnical Journal, 14(3): 521-532.
- Freeze, R. (1971), “*Influence of the Unsaturated Flow Domain on Seepage Through Earth Dams*”, Water Resources Res., vol. 7, no. 4, pp. 929-940.
- Gamboa Flores, J. (1967): “*Identificación de arcillas expansivas*”, Revista: Ingeniería Hidráulica en México, Vol. 21, No. 4, pp. 395-396, México.
- Gardner, W. R. (1958), “*Some steady state solutions of the moisture flow equation with application to evaporation from water table*”, Soil Science, 85: 228-232.
- Geotecnia Ambiental, Simposio, (1991), “*Geotecnia y medio ambiente*”, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua – Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Noviembre 1991.
- Gibbs, H.J., Bara, J.P., “*Stabilization Problems of Collapsing Soils*”, JSMFD, ASCE, Vol. 93, SM4, pp. 577-594, USA.
- Goldman, L., Greenfield, L., Damle, A. Kingsbury, G., Norheim, C., Truesdale, R. (1990), “*Clay Liners for Management Facilities*”, Pollution Technology Review No. 178, Noyes Data Corporation.
- Gutiérrez, M. E. (1981), “*Pruebas de permeabilidad en suelos finos compactados*”, Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D. F.
- Hamilton, J., Daniel, D., Olson, R. (1981), “*Measurement of Hydraulic Conductivity in Partially Saturated Soils*”, in *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*, ASTM Special Tech. Publ. 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., ASTM, pp. 182-196.
- Harr, M. E. (1962), “*Groundwater and Seepage*”, McGraw-Hill Book Company.
- Harrop-Williams, K., (1985), “*Clay Liner Permeability: Evaluation and Variation*”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 111(10). 1211-1225.
- Herman, J. G., Elsbury, B. R. (1987), “*Influential Factors in Soil Liner Construction for Waste Disposal Facilities*”, Proc., Geotech. Practice for Waste Disposal 1987, Ann Arbor, Mich., ASCE 522-536
- Holtz, W.G. & Gibbs, H.J. (1956): “*Engineering Properties of Expansive Clays*”, Transactions, ASCE, 121(11), 641-677, USA.
- Hori, H. (1991), “*Environmental influence of dam construction on nature and society*”, 17th International Congress on Large Dams, Viena.
- Houston, S., Fredlund, D. (1997), “*Unsaturated Soil Engineering Practice*”, ASCE, Geotechnical Special Publication, No. 68.
- Hvorslev, M. J. (1951), “*Time Lag and Soil Permeability in Groundwater Observation*”, Bulletin No. 36, USA/COE WES Vicksburg, MS.
- Iliev, M. (2000), “*Selección del sitio adecuado y diseño físico de lagunas de estabilización*”, Conferencias: Las lagunas de estabilización como alternativa de tratamiento a bajo costo, aplicabilidad y criterios de diseño.
- Ingersoll, J. E. (1981), “*Method for Coincidentally Determining Soil Hdraulic Conductivity and Moisture Retention Characteristics*”, Special Raport 81-2, U.S. Army Cold Regions Res. And Eng. Lab. Hanover, NH, 1981.

- Instituto de Ingeniería (1994), “Manual sobre diseño sísmico de presas de tierra”, Informe interno de Geotecnia, No. 490, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Juárez, B. E., Rico, R. A., (2002), “Mecánica de Suelos I”, Tercera Edición, Editorial Limusa.
- Kleiner, D. (1998), “Design and construction considerations for sustainable dams and reservoirs”, International Conference: Dams and Reservoirs, July 9-10, Mexico city.
- Klute, A. (1965), “Laboratory Measurement of Hydraulic Conductivity of Unsaturated soil”, in *Method of Soil analysis*, C. A. Black. D. D. Evans, J. L. White, L. E. Ensminger, and F. E. Clark, Eds., Mono. 9, Part 1, Amer. Soc. Of Agronomy, Madison, WI, pp. 253-261.
- Klute, A. (1972), “The Determination of the Hydraulic Conductivity and Diffusivity of Unsaturated Soils”, *Soil Sci.*, vol. 113, pp. 264-276.
- Kramer, S. L. (1996), “Geotechnical Earthquake Engineering”, Prentice-Hall, Inc.
- LaGatta, M., Boardman, T., Bradford, H. C., Daniel, D. E. (1997). “Geosynthetic Clay Liners Subjected to Differential Settlement”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 123(5), 402-410.
- Lambe, T. W. (1954), “The Permeability of Compacted Fine-Grained Soils”, ASTM STP 163, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa., 56-67.
- Lambe, T. W. (1958a), “The Engineering Behavior of Compacted Clay”, *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, 84(2), 1-35.
- Lambe, T. W. (1958b), “The structure of compacted clay”, *J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div., ASCE*, 84(2), 1-35.
- Lambe, T. W., Whitman R. V. (2001), “Mecánica de Suelos”, Editorial Limusa.
- Lara, J., Almanza, R., Hiriart, G., Auvinet, G. (1986), “Estanque de enfriamiento de Río Escondido”, Publicación No. 501, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, Diciembre, México, D.F.
- Li, X., Flores, R., Bonola, I. (2000), “Geotecnia en suelos inestables”, Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas, CNA.
- Lowe, I. J. (1988), “Stability Analysis”, *Advanced Dam Engineering and Design, Construction and Rehabilitation*, Edited by R. B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 275-285.
- Mantilla G., Moeller, G., Flores, R., Pozo, F. (2002) “The performance of waste stabilization ponds systems in Mexico”, 5th International IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilisation Ponds, New Zealand, April 2002, vol. 1, pp. 69-74.
- Mara, D., (1997), “Design manual for waste stabilization ponds in India”, Lagoon Technology International Ltd., ISBN 0 9519869 1 0
- Marsal, R. J., Reséndiz, D., (1975) “Presas de tierra y enrocamiento”, Editorial Limusa, México.
- Márquez, L. (1996), “Preparación de un estudio de impacto ambiental para un proyecto de lagunas de estabilización”, Curso taller internacional avanzado de diseño y operación de lagunas de estabilización para tratamiento de aguas residuales industriales y municipales, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).
- Matyas E. (1967), “Air and water permeability of compacted soils, in *Permeability and Capillary of Soils*”, ASTM STP 417 Amer. Soc. Testing and Materials, 160-175.
- Metcalf & Eddy (1996), “Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización”, Editorial McGraw-Hill.
- Mitchel, J.K. (1986), “Practical Problems from Surprising Soil Behaviour”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 112(3), 259-286.

- Mitchel, J. K., Hooper, D. R., and Campanella, R. G. (1965), "*Permeability of Compacted Clay*", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 91(4), 41-65.
- Morales, R. (2000), "*Los geosintéticos en la construcción, la geotecnia y la ingeniería sanitaria y ambiental*", Conferencias: Las lagunas de estabilización como alternativa de tratamiento a bajo costo, aplicabilidad y criterios de diseño.
- Murillo, R. (1984) "*Aspectos geotécnicos de una planta de tratamiento en el lago de Texcoco*", IV Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, SMISA, Morelia.
- Murillo, R. (1991), "*Geotecnología ambiental*", Simposio Geotecnia y Medio Ambiente, SMMS.
- Muñoz, F., Almanza, R. (1992), "*A Survey of Solar Ponds developments*", Energy, Vol. 17, No. 10, Octubre, pp. 927-938.
- Ogink, H. J. K. (1975), "*Investigations on the Hydraulic Characteristics of Synthetic Fabrics*", Delf Hydraulics Laboratory, Publication No. 146.
- Olsen, H. W. (1962), "*Hydraulic flow through saturated clays*" Clays Clay Miner., 9(2), 131-161.
- Olson, R., Daniel, D. (1981), "*Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils*", in *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*, ASTM Special Tech. Publ. 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, pp. 18-64.
- O'Neill, M. W. & Poormoayed, N. (1980), "*Methodology for Foundation on Expansive Clays*", J. Geotech. Engrg. División, ASCE, 106, No. GT12, 1345-1367.
- Papagiannakis, A., Fredlund, D. (1984), "*A Steady State Model for Flow in Saturated-Unsaturated Soils*", Can. Geotech. J., Vol. 21, no. 13, pp. 419-430.
- Pérez, R. J. (2002), "*Introducción a la mecánica de suelos parcialmente saturados*", Curso de Mecánica de Suelos, Universidad de Granada, España.
- Peña, M., Mara D. (2004), "*Waste Stabilisation Ponds*", IRC, International Water and Sanitation Centre.
- Poucell, R. (1982), "*Uso de filtros en geotecnia*", Simposio sobre criterios para el uso de medios filtrantes en ingeniería sanitaria y mecánica de suelos, SMMS.
- Rodríguez, J. (1996), "*Determinación de las pérdidas por filtración de un estanque artificial de evaporación solar de 1400 hectáreas*", Tesis Profesional, ENEP Acatlán, División de Matemáticas e Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- Rowe, R. K. (2001), "*Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*", Kluwer Academic Publishers.
- Seed, H. B., De Alba, P. (1986), "*Use of STP and CPT Test for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands*", Proceedings of In Situ 86. ASCE, pp. 281-302.
- Shelley, T., Daniel, D. (1993), "*Effect of Gravel on Hydraulic Conductivity of Compacted Soil Liners*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(1), 54-68.
- Sherard, J.L. et al. (1976), "*Identification and Nature of Dispersive Soils*", J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 102 (4), No. GT4, pp. 287-301, USA.
- Sherard, J.L. et al. (1976), "*Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils*", J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 102(4), No. GT1, 69-85, USA.
- Silva, G. (2003), "*Efectos de salmuera y temperatura en la permeabilidad de suelos arcillosos*", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Silva, G., Almanza, R. (1998), "*Compacted clays behavior under KCl solutions*", Second International Conference on Unsaturated Soils, Vol. 2, Beijing, China.
- Skempton, A. W., Northey, R. D., (1952), "*The sensitivity of clays*", Géotechnique, Vol. 2, No. 1, 30-53.

- Tamez, G. E. (2001), *“Ingeniería de cimentaciones”*, TGC.
- Terzaghi, K. (1943), *“Theoretical Soil Mechanics”*, Editorial John Wiley, New York.
- Terzaghi, K., Peck R. B. And Mesri G. (1996), *“Soil Mechanic in Engineering Practice”*, Third Edition, John Wiley and sons.
- Tlálóc, 26 AMH, *“Ciencia y tecnología”*, Septiembre/Diciembre 2002.
- Trautwein, S., Boutwell, G. (1994), *“In-Situ Hydraulic Conductivity Tests for Compacted Soil Liners and Caps”*, Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil, ASTM STP 1142, 184-223.
- Tounsand, F. C. (1985), *“Geotechnical Characteristics of Residual Soils”*, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 11(1), 77-94.
- U.S. Army Corps of Engineers (2003), *“Slope Stability”*, Washington, D.C., Manual No. EM 1110-2-1902
- U.S. Army Corps of Engineers (1955), *“Drainage and Erosion Control-Subsurface Drainage Facilities for Airfields”*. Part III, Chapter 2, Engineering Manual, Washington, D.C.
- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (1967), *“Diseño de Presas pequeñas”*, Editorial CECSA (traducción), Secretaría de Recursos Hidráulicos, México.
- Veltrop, J. (1998), *“Environmental impacts of dams and reservoirs”*, International Conference: Dams and Reservoirs, SMMS, July 9-10, Mexico city.
- Woods, R. (1978), *“Measurement of dynamics soil properties”*, Proceedings Earthquake and Soil Dynamics, ASCE, Specialty Conference, Pasadena, California, Vol. 1, 91-178.
- Wroth, D. M., Houlsbury, G. T., (1985), *“Soil Mechanics: Property characterization and Analysis procedure”*, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, 1-55.
- Zepeda, G. J. et al. (2004), *“Mecánica de Suelos No Saturados”*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Universidad Autónoma de Querétaro.
- Zimmie, T. F. (1981), *“Geotechnical Testing Consideration in the Determination of Laboratory Permeability for Hazardous Waste Disposal Siting”*, Hazardous Solid Waste Tesing: First Conference, ASTM STP 760, R. A. Conway and B. C. Malloy, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 293-304.
- VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, (1976): *“Identificación de suelos expansivos y colapsables”*, SMMS, pp. 68-70, México.

- <http://www.irc.nl/page/14622>
- <http://www.irc.nl/page/8237>
- <http://www.leeds.ac.uk/civil/cei/water/tphe/publicat/pdm/india/india.html>
- www.cepis.ops-oms.org/eswww/proyecto/repidisc/publica/repindex/repindex057.html

NOMENCLATURA

Símbolo	Significado
A	Área de la sección transversal de una muestra.
C	Concentración del aire, en términos de masa de aire por unidad de volumen del suelo.
c'	Cohesión efectiva.
C_a	Constante de iteración asociada con la ecuación diferencial parcial de la fase de aire.
c_g	Coefficiente asociado a la gravedad, $c_g = 1/m_2^w$, aplicable al flujo de agua en la dirección y - solamente.
C_u	Coefficiente de uniformidad.
C_w	Constante de iteración asociada con la ecuación diferencial parcial de la fase líquida.
c_v^a	Coefficiente de consolidación con respecto a la fase de aire en las direcciones x -, y -.
c_v^w	Coefficiente de consolidación con respecto a la fase de agua en las direcciones x -, y -.
dx, dy, dz	Dimensiones en las direcciones, x -, y -, z -, respectivamente.
D_{10}^f	Diámetro del material del filtro correspondiente al 10% en peso de la curva granulométrica.
D_{15}^f	Diámetro del material del filtro correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica; este diámetro se conoce como <i>diámetro característico</i> .
D_{60}^f	Diámetro del material del filtro correspondiente al 60% en peso de la curva granulométrica.
D_{15}^s	Diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica.
D_{85}^s	Diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 85% en peso de la curva granulométrica.
D_a	Constante de transmisión de flujo de aire a través del suelo.
D_a^*	Coefficiente de transmisión del aire a través del suelo.
dh/dx	Gradiente hidráulico en la dirección x -, se puede escribir como i .
e	Relación de vacíos.
E	Módulo de elasticidad en la estructura del suelo.
E_w	Módulo volumétrico del agua asociado con un cambio en $(\sigma - u_a)$.
g	Aceleración de la gravedad.

Símbolo	Significado
G	Módulo de cortante.
H	Módulo de elasticidad para la estructura del suelo con respecto al cambio en la succión mátrica, $(u_a - u_w)$.
h_c	Altura de ascensión capilar.
H_w	Módulo volumétrico del agua asociado con un cambio en $(u_a - u_w)$.
h_w	Carga hidráulica o carga total.
h_1	Altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante.
h_2	Altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la salida de la capa filtrante.
i	Gradiente de carga hidráulica.
i_x, i_y	Gradiente de carga hidráulica en un elemento, en las direcciones x -, y -
J_a	Cantidad de aire que fluye a través de una unidad de área del suelo
K, k	Coefficiente de permeabilidad de Darcy.
$k_x(u_w)$	Conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad en la dirección x -, en función de una presión de poro negativa.
k_{wx}	coeficiente de permeabilidad (no saturado) en la dirección x -.
k_{w1}	Coefficiente de permeabilidad mayor del agua, en función de la succión mátrica, la cual varía con la ubicación que se tenga en la dirección s_1 , $[k_{w1}(u_a - u_w)]$.
k_{w2}	coeficiente de permeabilidad menor del agua en función de la succión mátrica, la cual varía con la ubicación en la dirección s_2 , $[k_{w2}(u_a - u_w)]$
$k_a(u_a - u_w)$	Permeabilidad en función de la succión mátrica.
L	Longitud de la muestra.
m_1^a	Coefficiente de cambio de volumen de aire con respecto al cambio en la red de esfuerzo normal, $(\sigma - u_a)$.
m_2^a	Coefficiente de cambio de volumen de aire con respecto al cambio en la succión mátrica.
m_1^s	Coefficiente de cambio de volumen con respecto al esfuerzo normal neto.
m_2^s	Coefficiente de cambio de volumen con respecto a la succión mátrica.
m_1^w	Coefficiente de cambio de volumen de agua con respecto al cambio en la red de esfuerzo normal, $(\sigma - u_a)$.
m_2^w	Coefficiente de cambio de volumen de agua con respecto al cambio en la succión mátrica, $(u_a - u_w)$.
m_v	Coefficiente de cambio de volumen.
n	Porosidad del suelo
n_e	Número de líneas equipotenciales.
n_f	Número de líneas de flujo.
P_{85}^F	Diámetro del material 85% del tamaño del poro del filtro.
Q	Gasto (descarga).
Q_x	Gasto en la dirección x -.
r	Radio de un tubo capilar.
R	Radio del menisco.
R	Constante universal de gas $[8.31432 \text{ J}/(\text{mol}\cdot\text{K})]$.
s_1	Dirección de la máximo coeficiente de permeabilidad, k_{w1} .
s_2	Dirección de la mínima coeficiente de permeabilidad, k_{w2} .

Símbolo	Significado
S_e	Grado de saturación efectivo.
S_m	Peso específico relativo de la masa del suelo.
S_p	Perímetro del elemento.
S_r	Grado de saturación.
S_{rs}	Grado de saturación residual.
S_s	Peso específico relativo de la fase sólida del suelo o gravedad específica.
t	Tiempo.
t°	Temperatura ($^\circ\text{C}$).
T	valor absoluto de la temperatura [$T = t^\circ + 273.16$ (K)].
T_s	Tensión superficial.
u_a	Presión de poro del aire
\bar{u}_a	Presión absoluta de aire de poro, $(\bar{u}_a + \bar{u}_{atm})$.
u_{af}	Presión de poro del aire aplicado en el plano de falla.
\bar{u}_{atm}	Presión atmosférica, (101 kPa o 1 atm).
$u_a - u_w$	Diferencia de la presión de poro del aire y presión de poro del agua (succión mátrica).
$(u_a - u_w)_f$	Succión mátrica en el plano de falla.
u_w	Presión de poro del agua.
$u_w/\rho_w g$	Carga de presión.
U^f	Coefficiente de uniformidad del filtro.
v	Velocidad de flujo.
v_x	Velocidad de flujo en la dirección x - (suelos saturados).
v_w	Velocidad de flujo de agua.
v_{wx}	Velocidad de flujo de agua en la dirección x -.
v_{wy}	Velocidad de flujo de agua en la dirección y -.
$v_w^2/2g$	Carga de velocidad.
\bar{v}_w	Velocidad del flujo de agua en una dirección perpendicular a la frontera del elemento.
V_a	Volumen del aire.
V_m	Volumen de la masa del suelo.
V_s	Volumen del suelo.
V_v	Volumen de vacíos.
V_w	Volumen del agua.
V_0	Volumen inicial del elemento de suelo no saturado.
$w\%$	Contenido de agua.
W_s	Peso del suelo.
Y	Carga gravitacional.
Z	Posición de un punto desde un nivel de referencia.
α	Ángulo de contacto.
α	Ángulo que indica la dirección de la permeabilidad mayor
ΔP	Diferencia de presiones.
$d\varepsilon$	Cambio en la deformación volumétrica en la dirección x -, y -, z -.
$d\varepsilon_v$	Cambio en la deformación volumétrica para cada incremento.
ϕ'	Ángulo de fricción interna efectivo.

Símbolo**Significado**

ϕ^b	Ángulo que indica la razón de incremento en el esfuerzo cortante relacionado a la succión mátrica $(u_a - u_w)_f$.
γ_o	Peso específico del agua destilada a 4 °C a una presión atmosférica al nivel del mar.
γ_w	Peso específico del agua. Se considera igual a 1 g/cm ³ o 9.806 kN/m ³ en el SI.
γ_m	Peso específico de la masa de suelo.
γ_s	Peso específico de la fase sólida del suelo o peso específico seco.
μ	Relación de Poisson.
θ	Contenido de agua volumétrica.
ρ_a	Densidad del aire.
ρ_w	Densidad del agua.
σ	Esfuerzo normal total en el plano de falla.
σ_{med}	Esfuerzo normal medio.
σ_{prom}	Promedio del esfuerzo normal total $(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$.
σ_x	Esfuerzo normal total en la dirección x-.
σ_y	Esfuerzo normal total en la dirección y-.
σ_z	Esfuerzo normal total en la dirección z-.
$(\sigma - u_w)_f$	Esfuerzo efectivo normal al plano de falla durante la falla.
τ_f	Esfuerzo cortante aplicado en el plano de falla durante la falla.
ω	Contenido de agua gravimétrico.
ω_a	Masa molecular del aire.
Ψ_t	Potencial total o succión total.
Ψ_g	Potencial o succión gravitacional.
Ψ_m	Potencial de presión o succión mátrica.
Ψ_o	Potencial o succión osmótica.
$\partial C / \partial y$	Gradiente de concentración en la dirección y-.
$\partial h_w / \partial x$	Gradiente de carga hidráulica en la dirección x-.
$\partial h_w / \partial y$	Gradiente de carga hidráulica en la dirección y-.
$\partial k_{wx} / \partial x$	Cambios en el coeficiente de permeabilidad en la dirección x-.
$\partial k_{wy} / \partial y$	Cambios en el coeficiente de permeabilidad en la dirección y-.
$\partial u_a / \partial y$	Gradiente de presión de poro del aire en la dirección y- (es similar para las direcciones x-, z-).

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1.** Sección transversal típica de una laguna construida por excavación y formación de bordos
- Figura 3.1** Efectos dañinos que se pueden presentar en la cimentación de una laguna al desplantarse sobre un talud
- Figura 3.2.** Sistema de laguna de estabilización, consistente en una laguna anaerobia y una facultativa
- Figura 3.3.** Sistema de laguna de estabilización, compuesta por lagunas anaerobias, facultativas y de maduración
- Figura 3.4.** Obra de descarga con una protección de concreto contra la erosión
- Figura 3.5.** Obra de descarga con un cárcamo con vertedor y una protección contra erosión hecha de enrocamiento
- Figura 3.6.** Esquema de flujo unidimensional para explicación de la ley de Darcy
- Figura 3.7.** Secciones transversales típicas de redes de flujo en un bordo permeable e impermeable
- Figura 3.8.** Comportamiento de un talud ante el vaciado rápido
- Figura 3.9.** Figura donde se observa el bordo libre
- Figura 3.10.** Figura de un enrocamiento que sirve como protección contra el oleaje
- Figura 3.11.** Geotextil usado como protector para el oleaje de una laguna
- Figura 3.12.** Protección contra oleaje a base de losa de concreto
- Figura 3.13** Ejemplo de un filtro al final del talud
- Figura 3.14.** Filtros típicos en lagunas de estabilización utilizando materiales térreos: a) Dren horizontal; b) Dren vertical y tubo drenante horizontal
- Figura 3.15.** Uso de geotextil como material filtrante para proteger contra erosión por flujo de agua el talud y el pie de aguas debajo de un bordo
- Figura 3.16.** Espacios del filtro que deben impedir el paso de partículas de suelo
- Figura 3.17.** Significado gráfico de la primera desigualdad en el criterio de Terzaghi para el diseño de filtros
- Figura 3.18.** Criterio de diseño para filtro
- Figura 3.19.** Curva típica de distribución de poros
- Figura 3.20.** Asentamientos provocados por un lente compresible en la cimentación de una laguna de estabilización
- Figura 3.21.** Asentamiento provocado por un relleno mal compactado
- Figura 3.22.** Mecanismo de infiltración I
- Figura 3.23.** Mecanismo de infiltración II
- Figura 3.24.** Mecanismo de infiltración III
- Figura 3.25.** Conductividad hidráulica de campo contra espesor
- Figura 3.26.** Arreglo de las partículas de suelo propuesta por Lambe

- Figura 3.27.** Diagrama de la teoría de grumos
- Figura 3.28.** Posible flujo de agua a través de la interface de las capas de suelo compactado
- Figura 3.29.** Influencia de los grumos y del contenido de agua en la permeabilidad de arcillas compactadas
- Figura 3.30.** Influencia de la energía de compactación y del contenido de agua ante la permeabilidad de las arcillas compactadas
- Figura 3.31.** Ejemplo del agrietamiento que puede ocurrir en arcillas compactadas cuando se secan
- Figura 3.32.** Sección transversal de un talud durante la temporada de lluvias y sequía
- Figura 3.33.** Zona aceptable, tomando en cuenta la permeabilidad, resistencia al corte y potencial de contracción
- Figura 3.34.** Especificación típica de compactación, no recomendada
- Figura 3.35.** Especificación de compactación recomendada
- Figura 3.36.** Ejemplo de los tipos básicos de GCL's
- Figura 3.37.** Ejemplo de los tipos comerciales de GCL's
- Figura 3.38.** Ejemplos típicos de empalme de GCL's
- Figura 3.39.** Ejemplo de colocación de una geomembrana en una laguna
- Figura 3.40.** Ejemplo típico de anclaje y cubierta utilizando GCL's
-
- Figura 4.1.** Ejemplos de flujo de agua en suelos parcialmente saturados
- Figura 4.2.** Efecto de las condiciones climáticas en el perfil de presión de poro del suelo cerca a la superficie
- Figura 4.3.** Zonas en el mundo con climas extremadamente áridos, áridos y semiáridos
- Figura 4.4.** Representación gráfica de los distintos climas de México
- Figura 4.5.** Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana
- Figura 4.6.** Diagrama de fases del suelo: a) suelo saturado, b) suelo no saturado, c) suelo no saturado en su diagrama de fases riguroso
- Figura 4.7.** Curvas características suelo-agua para diferentes tipos de suelo
- Figura 4.8.** Diagrama de un sistema en equilibrio isotérmico, representando la succión matricial y osmótica de manera separada y combinada
- Figura 4.9.** Agua en un suelo parcialmente saturado, sujeta a la capilaridad y a la adsorción, que al combinarse producen la succión mátrica
- Figura 4.10.** Ascensión capilar del agua y estado de tensión del agua existentes en un tubo capilar
- Figura 4.11.** Curva característica suelo-agua con los diferentes estados de desecación
- Figura 4.12.** Definición de variables asociadas con la curva característica suelo-agua
- Figura 4.13.** Diagrama de un suelo no saturado, indicando los símbolos usados
- Figura 4.14.** Diagrama de suelo no saturado, indicando los símbolos usados
- Figura 4.15.** Sistema de flujo común para suelos no saturados
- Figura 4.16.** Energía en el punto A en la dirección Y
- Figura 4.17.** Variación de la humedad, ω , succión mátrica, ψ_m , y conductividad hidráulica, K, a lo largo de una columna hipotética de suelo bajo flujo de agua establecido
- Figura 4.18.** Relación entre la permeabilidad y la succión para dos suelos, uno con textura gruesa y otro con textura fina
- Figura 4.19.** Comparación de la curva característica suelo-agua y la curva de permeabilidad para suelos arenosos y limo-arcillosos

- Figura 4.20.** Variación del coeficiente de permeabilidad en un suelo no saturado:
a) Condiciones isotrópicas y heterogéneas; b) Condiciones anisotrópicas, heterogéneas
- Figura 4.21.** Flujo de agua en dos dimensiones a través de un elemento de suelo no saturado
- Figura 4.22.** Soluciones típicas de flujo de agua considerando las zonas saturadas y no saturadas de una presa de tierra
- Figura 4.23.** Discretización de una presa para el análisis de elemento finito
- Figura 4.24.** Coordenadas de un área, relacionadas a las coordenadas cartesianas de un elemento triangular
- Figura 4.25.** Velocidad de flujo aplicado a través de las fronteras y representado como flujo nodal
- Figura 4.26.** Flujo de agua a través de una presa de tierra isotrópica con un dren horizontal:
a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de agua de poro
- Figura 4.27.** Flujo de agua a través de una presa de tierra anisotrópica con un dren horizontal:
a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de agua de poro
- Figura 4.28.** Flujo de agua a través de una presa de tierra isotrópica con un dren horizontal y un corazón impermeable:
a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de agua de poro
- Figura 4.29.** Flujo de agua a través de una presa de tierra isotrópica con un dren horizontal y con un infiltración vertical:
a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de agua de poro
- Figura 4.30.** Flujo de agua a través de una presa de tierra isotrópica con un una frontera inferior impermeable.
a) Líneas equipotenciales y vectores de flujo; b) Isobaras de las cargas de presión de poro del agua
- Figura 4.31.** Flujo de agua y aire no establecido en dos dimensiones
- Figura 4.32.** Variación de la permeabilidad en un suelo no saturado
- Figura 4.33.** Función de permeabilidad para el análisis de flujo de agua en estado establecido a través de una presa con suelo isotrópico
- Figura 4.34.** Posiciones transitorias de la línea freática
- Figura 4.35.** Flujo de estado no establecido a través de una presa de tierra (isotrópica), 36 min después del inicio:
a) Líneas equipotenciales; b) Vectores nodales de velocidad de flujo a través de la presa
- Figura 4.36.** Flujo de estado no establecido a través de una presa de tierra (isotrópica), 1032 hrs (43 días) después del inicio:
a) Líneas equipotenciales; b) Vectores nodales de velocidad de flujo a través de la presa
- Figura 4.37.** Flujo de estado no establecido a través de una presa de tierra (isotrópica), 3147 hrs (131 días) después del inicio:
a) Líneas equipotenciales; b) Vectores nodales de velocidad de flujo a través de la presa
- Figura 4.38.** Flujo de estado no establecido a través de una presa de tierra (isotrópica), 19,959 hrs (819 días) después del inicio:
a) Líneas equipotenciales; b) Vectores nodales de velocidad de flujo a través de la presa
- Figura 4.39.** Superficies constitutivas tridimensionales para un suelo no saturado
- Figura 4.40.** Círculos de Mohr-Coulomb y envolvente de falla
- Figura 4.41.** Extensión de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb para suelos parcialmente saturados

- Figura 4.42.** Envolvente de falla extendida representada con respecto a dos posibles combinaciones de las variables de estado de esfuerzo
- Figura 5.1.** Ejemplo del montículo de agua formado debajo de una laguna de estabilización, debido al flujo a través de suelos no saturados
- Figura 5.2.** Estudio del movimiento de las líneas de saturación, utilizando redes de flujo transitorio
- Figura 5.3.** Posiciones transitorias de la línea freática, obtenidas con modelos de suelos no saturados
- Figura 5.4.** Flujo de agua en estado establecido: a) Red de flujo construida con un modelo de suelos no saturados; b) Red de flujo considerando el flujo sólo en la zona saturada
- Figura 5.5.** Líneas equipotenciales y vectores de flujo en una presa de tierra isotrópica con un dren horizontal
- Figura 5.6.** Representación gráfica de la compresibilidad de los suelos: a) Curva de compresibilidad en suelos saturados; b) Superficie constitutiva para suelos no saturados
- Figura 5.7.** Representación gráfica de la resistencia al corte: a) Envolvente de falla en suelos saturados; b) Envolvente de falla en suelos no saturados
- Figura A.1.** Permeámetro de carga constante típico y utilizando un recipiente amplio
- Figura A.2.** Carga constante utilizando un dispositivo Mariotte
- Figura A.3.** Dispositivos de carga variable
- Figura A.4.** Permeámetro de pared rígida en molde de compactación
- Figura A.5.** Permeámetro en molde de compactación modificado para controlar esfuerzo vertical
- Figura A.6.** Permeámetro en molde anillo de consolidación
- Figura A.7.** Permeámetro con tubo muestreador
- Figura A.8.** Permeámetro de gran tamaño
- Figura A.9.** Permeámetro de pared flexible
- Figura A.10.** Permeámetro BAT
- Figura A.11.** Infiltrómetro abierto de un solo anillo, OSRI
- Figura A.12.** Infiltrómetro cerrado de un solo anillo, SSR
- Figura A.13.** Permeámetro de entrada de aire, AEP
- Figura A.14.** Infiltrómetro abierto de doble anillo, ODRI
- Figura A.15.** Infiltrómetro cerrado de doble anillo, SDRI
- Figura A.16.** Parámetros para el cálculo del gradiente hidráulico
- Figura A.17.** Prueba con pozo en dos etapas
- Figura C.1.** Aparato utilizado para medir el coeficiente de permeabilidad usando el método de estado establecido o carga constante
- Figura C.2.** Coeficiente de permeabilidad del agua como función de la succión mátrica, obtenidos usando el método de carga constante o estado establecido
- Figura C.3.** Aparato utilizado para medir el coeficiente de permeabilidad del agua utilizando carga constante
- Figura C.4.** Equipo para medir el coeficiente de permeabilidad del agua usando el método del perfil instantáneo
- Figura C.5.** Perfiles de succión asociados a diferentes valores de velocidad de infiltración

- Figura C.6.** Perfiles de carga hidráulica y contenido de agua durante una prueba con flujo no establecido. a) Perfil de carga hidráulica; b) Perfil de contenido de agua volumétrica
- Figura C.7.** Coeficientes de permeabilidad obtenidos usando el método de perfil instantáneo en laboratorio
- Figura C.8.** Sección transversal de la celda de presión Tempe
- Figura C.9.** Esquema del equipo de placa extractora de presión volumétrica para la obtención de la curva característica suelo-agua
- Figura C.10.** Curva característica suelo-agua durante el proceso de secado y humedecimiento en una arcilla
- Figura C.11.** Permeámetro de pared flexible para medir el coeficiente de permeabilidad del aire
- Figura C.12.** Permeámetro de pared flexible para medir el coeficiente de permeabilidad del aire
- Figura C.13.** Equipo para medir el coeficiente de permeabilidad

LISTA DE TABLAS

- Tabla 3.1.** Factores de seguridad de diseño
- Tabla 3.2.** Factores que afectan la permeabilidad de los revestimientos de arcilla compactada
- Tabla 4.1.** Datos meteorológicos de ciudades de la República Mexicana donde pueden presentarse suelos expansivos
- Tabla 4.2.** Relaciones volumétricas y gravimétricas para suelos parcialmente saturados
- Tabla 4.3.** Relaciones volumétricas y gravimétricas considerando $V_S = 1$ o $W_S = 1$
- Tabla 4.4.** Efecto de algunas propiedades del suelo en la permeabilidad
- Tabla 4.5.** Ecuaciones de flujo en estado establecido
- Tabla 5.1.** Principales diferencias en el análisis de flujo, entre suelos saturados y no saturados
- Tabla 5.2.** Principales diferencias en el análisis de cambio de volumen, entre suelos saturados y no saturados
- Tabla 5.3.** Principales diferencias en el análisis de resistencia al corte en suelos saturados y no saturados
- Tabla A.1.** Ventajas y desventajas de los métodos permeabilidad en laboratorio
- Tabla A.2.** Ventajas y desventajas de los métodos de muestreo de permeabilidad in situ