

2016



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales "ARAGON"

IMPERMEABILIZACION CON REVESTIMIENTOS FLEXIBLES EN PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS

PROYECTO DE TESIS QUE PARA OBTENER EL TITULO DE: INGENIERO CIVIL PRESENTA:

OSCAR JOSE VENTURA LOPEZ

ASESOR: ING. RODRIGO MURILLO FERNANDEZ



San Juan de Aragón, Edo. de Méx.

1994



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

A MIS PADRES:

ISIDORO Y MARIA DEL CARMEN

EN QUIENES SIEMPRE HE ENCONTRADO  
APOYO EN TODAS MIS ACTIVIDADES Y  
QUE CON SU VALIOSO EJEMPLO DE VER  
LA VIDA, ME HAN ENSEÑADO QUE  
SIEMPRE HAY QUE SEGUIR ADELANTE  
SIN IMPORTAR LOS OBSTACULOS.

A MIS HERMANOS:

JORGE Y MIREYA

EN QUIENES AL VER SU DEDICACION EN  
EL ESTUDIO Y TRABAJO, ME HAN  
SERVIDO DE GUIA Y ALICIENTE PARA  
ALCANZAR MIS OBJETIVOS.

AL ING. RODRIGO MURILLO FERNANDEZ:

POR SU VALIOSA ASESORIA EN LA  
ELABORACION DE ESTE TRABAJO.

A TODOS MIS MAESTROS Y AMIGOS DE LA ENEP-ARAGON.

AL INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA,  
POR EL APOYO BRINDADO EN LA REALIZACION DE ESTE  
TRABAJO.

A LA MEMORIA DE MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE LA  
ENEP ARAGON:

+ JORGE ENRIQUEZ ENRIQUEZ.

+ DANIEL DOMINGUEZ CORONA.

## INDICE

Introducción .....	1
Capítulo 1 Impermeabilización .....	4
1.1 Antecedentes.....	7
1.1.1 Marco teórico de las infiltraciones .....	7
1.2 Mecanismos de filtración .....	11
1.3 Viabilidad de la impermeabilización .....	16
1.3.1 Exploración y pruebas de campo .....	17
1.3.2 Ensayes de laboratorio .....	18
1.3.3 Análisis matemático .....	19
Capítulo 2 Revestimientos con suelos compactados .....	20
2.1 Antecedentes .....	20
2.2 Procedimientos de compactación de campo .....	22
2.2.1 Rodillo pata de cabra .....	22
2.2.2 Rodillo de llantas neumáticas .....	24
2.3 Procedimiento de compactación de laboratorio ..	24
2.3.1 Compactación por impactos .....	25
2.3.2 Compactación por amasado .....	25
2.4 Elección del material para el revestimiento ...	27
2.4.1 Compactación de suelos arcillosos .....	28
2.4.1.1 Efectos del contenido de agua ...	33
2.4.1.2 Efectos de la energía de compactación.....	35
2.4.1.3 Efectos del método de compactación .....	35
2.4.1.4 Efectos de la fracción no arcillosa.....	38
2.4.1.5 Efectos del procedimiento de preparación del suelo.....	38
2.5 Propiedades mecánicas del suelo compactado ...	38
2.5.1 Permeabilidad (k) .....	40
2.5.2 Estabilidad volumétrica .....	42
2.5.3 Resistencia al corte y relación esfuerzo deformación.....	42
2.5.4 Resistencia a la erosión interna .....	43
2.6 Evaluación del gasto de infiltración en suelos compactados y del tiempo de migración.....	44
2.7 Colocación del revestimiento impermeable .....	46
2.7.1 Especificaciones de compactación .....	47
2.7.2 Control de calidad de la colocación .....	47
2.7.2.1 Colocación de la protección del revestimiento .....	47
Capítulo 3 Impermeabilización con membranas sintéticas .....	48
3.1 Antecedentes .....	48
3.2 Fabricación de geomembranas .....	50
3.2.1 Materiales de fabricación .....	54
3.3 Tipos de geomembranas .....	59
3.4 Métodos de empalme .....	60
3.4.1 Método dieléctrico .....	61
3.4.2 Método térmico .....	61
3.4.2.1 Vulcanización con calor o adhesivos.....	61
3.4.2.2 Aire caliente .....	62

3.4.2.3	Zapata caliente .....	62
3.4.3	Unión con solventes .....	63
3.4.3.1	Solvente integral .....	64
3.4.4	Unión con adhesivos .....	64
3.4.4.1	Adhesivo solvente .....	64
3.4.4.2	Adhesivo o cemento de contacto .....	65
3.4.4.3	Cintas .....	65
3.4.5	Unión con soldadura ultrasónica .....	65
3.4.6	Soldadura con extrusión .....	65
3.4.7	Unión de placas y rollos asfálticos .....	66
3.5	Selección del tipo de geomembrana .....	67
3.6	Instalación de geomembranas .....	70
3.6.1	Preparación del lugar .....	73
3.6.2	Colocación de la geomembrana .....	74
3.6.3	Sistemas de impermeabilización y subdrenaje .....	77
3.7	Protección .....	78
3.8	Detalles constructivos .....	80
3.9	Mecanismos de falla .....	84
3.10	Supervisión y control .....	84
3.10.1	Supervisión de uniones .....	97
Capítulo 4	Diseño de geomembranas .....	102
4.1	Requerimientos de supervivencia .....	102
4.2	Revestimiento para contención de líquidos en estanques .....	104
4.2.1	Consideraciones geométricas .....	107
4.2.2	Secciones transversales típicas .....	109
4.2.3	Selección del material de la geomembrana .....	114
4.2.4	Consideraciones de espesor .....	115
4.2.5	Consideraciones de taludes .....	120
4.2.5.1	Estabilidad general de la pendiente (global) .....	122
4.2.5.2	Estabilidad de la cubierta de suelo teniendo un espesor uniforme .....	128
4.2.5.3	Estabilidad de la cubierta de suelo teniendo espesores que disminuyen .....	133
4.2.6	Diseño de las zanjas de anclaje .....	136
4.2.7	Evaluación del gasto de infiltración en geomembranas y del tiempo de migración .....	144
4.2.7.1	Fugas por discontinuidades .....	150
Conclusiones	.....	153
Apéndice	.....	157
Bibliografía	.....	160

## INTRODUCCION

Dentro de las obras de Ingeniería Civil que se han construido y se construirán en México, destacan las de almacenamiento de líquidos, como es el caso de embalses de agua para riego, vasos reguladores, almacenamientos de desechos líquidos industriales, plantas de tratamiento de aguas residuales, lagunas para piscicultura, lagos recreativos, entre otros, fundamentalmente debido a la aridez del territorio nacional y la consecuente necesidad de aprovechar y preservar adecuadamente los recursos hídricos superficiales y subterráneos. Por esta situación, se requiere evaluar en estas obras, los mecanismos de pérdida de agua, ya sea a través de filtraciones o por fugas y en tal medida, seleccionar los sistemas que las reduzcan a mínimos tolerables. Estas pérdidas dependerán del coeficiente de permeabilidad de los estratos del suelo, de las dimensiones del almacenamiento y de la posición del nivel freático, cuando se utiliza un terreno sin tratar.

Surge la necesidad de impermeabilizar las obras, cuando la magnitud de las filtraciones son tales que hacen indispensable controlarlas, ya sea por consideraciones económicas, si se trata de un líquido almacenado de alto valor económico, como puede ser el caso del agua cuando ésta escasea, o que las filtraciones puedan hacer fallar la estructura, así como debido a consideraciones ambientales si es un líquido contaminante, que afecta el subsuelo o el acuífero.

Así, el objetivo del presente trabajo es proporcionar una guía de cómo llevar a cabo una adecuada impermeabilización en pequeños almacenamientos, usando revestimientos flexibles (suelos compactados y membranas sintéticas), teniendo en cuenta que existen otros métodos. Lo anterior permitirá adquirir conocimientos para normar un criterio de comparación entre dos tipos de revestimientos flexibles, el tradicional a base de



suelos finos compactados y otro de desarrollo reciente, como lo son las membranas sintéticas o geomembranas.

Para tratar lo anterior se ha dividido el presente trabajo en los siguientes capítulos y apartados:

En un **primer capítulo**, se mencionan las diferentes técnicas de impermeabilización que existen, los antecedentes para el análisis del flujo de agua en medios porosos dentro de un marco teórico, que permita comprender los mecanismos de las infiltraciones y fugas. Se estudia la viabilidad de una impermeabilización desde el punto de vista geotécnico, abarcando la exploración y pruebas de campo, ensayos de laboratorio y el análisis matemático.

En el **segundo capítulo**, se tratan los revestimientos con suelos compactados, comentando las primeras formas de compactación, los procedimientos actuales en obra (rodillo pata de cabra y llanta neumática) y las técnicas de evaluación en laboratorio (impactos y amasado). Se analizan los diferentes materiales usados como revestimiento impermeable para su adecuada elección, tratándose primordialmente la compactación de suelos arcillosos y los efectos que tiene en ella el contenido de agua, la energía de compactación, la fracción no arcillosa y la preparación del suelo. Se establecen las propiedades mecánicas más importantes del suelo compactado como son la permeabilidad, estabilidad volumétrica, resistencia al corte y la relación esfuerzo deformación, así como la resistencia a la erosión interna. Por último, se tratan los aspectos de colocación del revestimiento, mencionando la importancia de las especificaciones de compactación, de su control de calidad y de la colocación de una protección.

El **tercer capítulo**, comprende la impermeabilización con membranas sintéticas, tratando a los productos plásticos como material de construcción, los diferentes polímeros con los que se fabrican

las geomembranas, así como los tipos de éstas y sus muy variados métodos de unión; se hace mención de los factores a tomar en cuenta en la selección del tipo de geomembrana, de su instalación, su protección, detalles constructivos y de los posibles mecanismos de falla.

En el **capítulo cuarto**, se trata el diseño de geomembranas, como alternativa para revestimiento para contención de líquidos en estanques, empezando con los requerimientos de supervivencia, las consideraciones geométricas, secciones transversales típicas, selección del material de la geomembrana y consideraciones sobre su espesor. También se analiza la estabilidad de los taludes de las cubiertas de suelo uniforme y variable y el diseño de zanjas de anclaje.

Por último, se hace un resumen de los principales aspectos de los sistemas de impermeabilización tratados, proporcionando las conclusiones de este trabajo.

Debido a que las propiedades de las geomembranas, al igual que los nomogramas usados para el diseño de éstas como revestimiento, están reportadas comúnmente en unidades del Sistema Inglés, se incluye un apéndice, en el que se presenta la equivalencia entre unidades de ese sistema y el Sistema Internacional de Unidades.

Además, se presentan las referencias consultadas para este trabajo, muchas de las cuales permiten a las personas interesadas en el tema ahondar en el estado actual del conocimiento de esta área de la ingeniería geotécnica.

## 1. IMPERMEABILIZACION

En todas las obras de ingeniería cuya función contemple el almacenamiento de líquidos escasos o contaminantes, es necesario impedir o reducir a un mínimo aceptable su filtración, con el fin de evitar daños económicos y ecológicos. Para hacer mínima la infiltración hay que impermeabilizar, es decir, volver impermeable la parte de la obra que esté o pueda estar en contacto con el líquido almacenado. Para lograr lo anterior se puede recurrir a cualquier técnica de impermeabilización, ya sea por selladores naturales, tratamientos químicos, revestimientos rígidos o revestimientos flexibles.

Los mecanismos de sellado natural, se presentan al taparse los vacíos del suelo, lo cual puede ocurrir por la sedimentación de sólidos o bien por el crecimiento de microorganismos en el fondo del almacenamiento. Los tratamientos de sellado químico son de dos tipos, en uno de ellos los productos químicos (polifosfatos de sodio, carbonato de sodio y cloruro de sodio, entre otros), se mezclan con el suelo, con la finalidad de que los cationes monovalentes (iones de sodio, potasio y amonio) disminuyan químicamente la porosidad del suelo, al reemplazar los cationes polivalentes cálcicos. Lo heterogéneo de la composición química de los suelos obliga a realizar un estudio de laboratorio para ver su efectividad. La otra forma de sellado químico consiste en agregar aditivos al agua para aumentar la atracción iónica de las partículas del suelo hacia el agua, disminuyendo su diámetro efectivo, así como las dimensiones de los poros. Otros aditivos son emulsiones de cera que al no poder mezclarse con el agua forman una membrana delgada en el fondo. Los tratamientos anteriores permiten reducir las filtraciones pero no las eliminan; son de bajo costo y se pueden emplear sin tener que vaciar el almacenamiento.

Los revestimientos rígidos más empleados se hacen a base de concreto hidráulico, suelo-cemento y concreto asfáltico.

La técnica de concreto hidráulico requiere de: un estrato de apoyo firme, que el agrietamiento por contracción del concreto sea mínimo, suficientes juntas de contracción (cada 3 a 9 m), selladores de buena calidad para las juntas de contracción y un llenado lento del almacenamiento, para permitir una deformación progresiva del revestimiento. El concreto lanzado (shotcrete o gunita) se puede aplicar a superficies irregulares sin cimbra y es afectado por asentamientos diferenciales que ocasionan grietas difíciles de reparar. Los revestimientos de suelo-cemento están formados por una mezcla de suelo arenoso con cemento y presenta también grietas por contracción que se reducen teniendo un buen control de compactación, contenido de agua y tiempo de curado.

Los revestimientos de concreto asfáltico, son una mezcla de agregados pétreos con un material cementante de color entre negro y café oscuro que se vuelve líquido al calentarse o diluirse (asfalto). Tiene como desventaja el problema del agrietamiento, originado por la deformación del estrato de apoyo o bien por efectos del clima, provocando éste último un deslizamiento sobre los taludes, mismo que se acentúa en época de calor; también sufre el ataque de los aceites. No obstante lo anterior el concreto esfáltico también se usa como protección mecánica de otros revestimientos.

Los revestimientos flexibles más comunes son: membranas asfálticas, elementos prefabricados a base de asfalto, suelos compactados y membranas sintéticas.

Las membranas asfálticas se obtienen regando el asfalto caliente o disuelto en algún solvente, sobre el terreno natural o en una tela o fieltro de refuerzo. No se logra una homogeneidad en la membrana y sufre agrietamiento ya sea por el peso del fluido almacenado o por exposición a los rayos del sol, que además tiende a hacerlo escurrir sobre los taludes. Por lo que respecta a los elementos prefabricados a base de asfalto, son paneles que

están formados por una tela de fibra de vidrio impregnada con asfalto de las siguientes dimensiones: de 4 a 25 mm de espesor, de 0.90 a 1.20 m de ancho y 1.80 a 4.50 m de largo; se necesitan por lo regular muchos paneles, que deben unirse por medio de juntas en los traslajos.

Los revestimientos de suelos compactados consisten en compactar un material fino plástico poco permeable y protegerlo contra la erosión y secado con otro material, o bien elegir otro material o una mezcla que satisfaga las propiedades requeridas (baja permeabilidad, resistencia a la erosión, estabilidad volumétrica). Suelen ser más económicos y como se verá, dependen de una selección adecuada del tipo de material, de su preparación y del método de colocación.

Las membranas sintéticas como revestimiento contra el agua, son una técnica de hace apenas 30 años y se dividen en dos grupos: las hechas a base de plásticos y las fabricadas con elastómeros. Con ellas se logra una permeabilidad casi nula, salvo por las filtraciones debidas a defectos de instalación o de fabricación. Dependiendo de su composición las membranas resisten el ataque de muchos productos químicos.

Como se verá más adelante, para decidir sobre la impermeabilización de cualquier almacenamiento, es imprescindible entre otras cosas, el identificar el mecanismo de filtración, para lo cual se afronta un problema de flujo de agua en el que se busca obtener información con respecto a:

- El gasto de infiltración a través de la zona de flujo
- La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad de la masa del suelo a través de la zona de flujo
- Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones y tubificación

El primer punto nos permite cuantificar pérdidas del fluido almacenado; el segundo, revisar la estabilidad de estructuras, ya que el flujo de agua disminuye la resistencia al esfuerzo cortante. En el último punto se revisa si se pone en peligro la estabilidad de la estructura ya que puede estar surcada por túneles y galerías ocasionados por el arrastre de partículas sólidas, o de material disuelto.

### 1.1 ANTECEDENTES

En 1856, Henry Darcy estableció las bases del flujo de agua a través de filtros de arena y encontró que para velocidades pequeñas y flujo laminar existe una relación lineal entre el gradiente hidráulico y la velocidad de descarga del flujo a través del medio poroso, por lo que el gasto se expresa:

$$Q = k A i \quad \text{[ cm}^3/\text{s ]} \quad \text{donde:} \quad (A)$$

A = Área total de la sección transversal del filtro.

i = Gradiente hidráulico.  $(h_1 - h_2)/L$ .

k = Constante física de proporcionalidad llamada Coeficiente de Permeabilidad o de Transmisibilidad Hidráulica del suelo, tiene unidades de velocidad por lo que se interpreta como la velocidad del agua a través del suelo, cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario; sus valores oscilan entre  $10^{+2}$  y  $10^{-9}$  cm/s para suelos.

Posteriormente, Ph. Forchheimer desarrolló las bases para una solución gráfica de la ecuación de Laplace, (ver ecuación H) que es la base para la obtención de las Redes de Flujo, mismo que fue impulsado por A. Casagrande a partir de 1937.

#### 1.1.1 MARCO TEORICO DE LAS INFILTRACIONES

Las pérdidas de agua por infiltración hacia el subsuelo para almacenamientos superficiales están regidas por las ecuaciones hidrodinámicas de flujo en medios porosos.

En el planteamiento teórico del problema del flujo de agua a

través del suelo se hacen las siguientes hipótesis:

- 1 .- El régimen es establecido.
- 2 .- El suelo está saturado.
- 3 .- El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismos.
- 4 .- El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

Se considera una porción de tamaño diferencial de suelo a través de la cual fluye el agua (ver figura 1).

La velocidad  $v$  con que el agua pasa por el elemento posee tres componentes  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$ , que son sólo función de  $x$  y  $y$  y  $z$  respectivamente, pero no del tiempo (hipótesis 1), se supone también que los componentes son funciones continuas.

De lo anterior, si en las caras I, (de entrada del flujo) los componentes de la velocidad son  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$ , en las caras II (de salida) los componentes serán:

$$\begin{aligned} v_x + \delta v_x / \delta x \quad dx \\ v_y + \delta v_y / \delta y \quad dy \\ v_z + \delta v_z / \delta z \quad dz \end{aligned} \qquad (B)$$

En base a las hipótesis 2 y 3 y tomando en cuenta que durante el flujo la cantidad de agua que entra al elemento tiene que ser igual a la que sale ( $q = \text{cte} = v A$ ) y que el gasto se puede expresar como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, se tiene que el gasto que entra es igual al que sale:

$$\begin{aligned} v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy = \qquad (C) \\ (v_x + \delta v_x / \delta x \quad dx) dy dz + (v_y + \delta v_y / \delta y \quad dy) dx dz + (v_z + \delta v_z / \delta z \quad dz) dx dy \end{aligned}$$

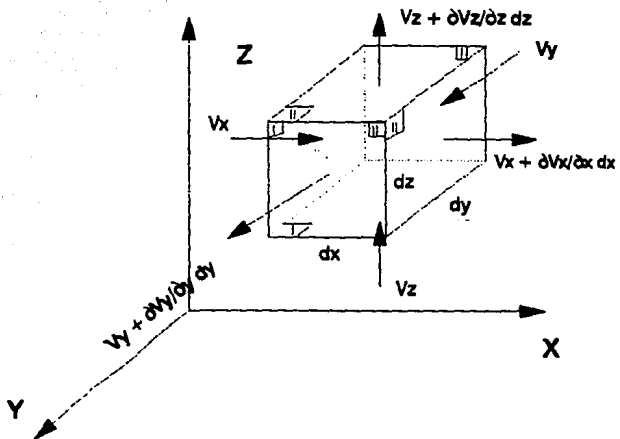


FIG. 1 FLUJO A TRAVES DE UN ELEMENTO DIFERENCIAL



Al reducir términos semejantes se obtiene la Ecuación de Continuidad:

$$\partial v_x / \partial x + \partial v_y / \partial y + \partial v_z / \partial z = 0 \quad (D)$$

Suponiendo válida la ley de Darcy, la velocidad de descarga del agua a través del elemento es:

$$v = - k \partial h / \partial l \quad (E)$$

Adoptando el caso más general, de que el suelo no tenga la misma permeabilidad en todas direcciones, se tiene una permeabilidad  $k_x$  en la dirección de un eje  $X - X'$ , otra de valor  $k_y$  en la dirección del eje  $Y - Y'$ , y por último una  $k_z$  en la dirección correspondiente a un eje  $Z - Z'$ , aunado lo anterior con las tres componentes del gradiente hidráulico se tiene:

$$\begin{aligned} v_x &= - k_x \partial h / \partial x \\ v_y &= - k_y \partial h / \partial y \\ v_z &= - k_z \partial h / \partial z \end{aligned} \quad (F)$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores en la de continuidad (D) resulta:

$$k_x \partial^2 h / \partial x^2 + k_y \partial^2 h / \partial y^2 + k_z \partial^2 h / \partial z^2 = 0 \quad (G)$$

La ecuación anterior describe matemáticamente el flujo en cualquier punto del suelo a través del cual ocurre; si ahora se considera el flujo bidimensional, contenido en el plano  $X - Y$ , y un suelo isótropo en cuanto a su permeabilidad, se simplifica la ecuación (G), resultando:

$$\partial^2 h / \partial x^2 + \partial^2 h / \partial y^2 - \nabla^2 h = 0 \quad (H)$$

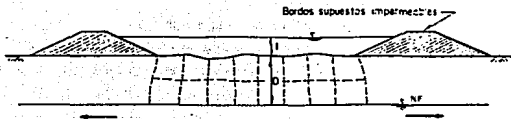
La ecuación anterior recibe el nombre de Ecuación de Laplace, en donde  $h$  es una función que satisface a dicha ecuación, por lo que se dice que es armónica; esta ecuación fundamental del flujo de agua tiene como solución dos familias de curvas:  $\phi$ ,  $\psi$ .

## 1.2 MECANISMOS DE FILTRACION

Dependiendo de las condiciones de frontera prevalecientes, la ecuación diferencial (G), corresponderá a diversos mecanismos de filtración, se mencionan tres de los más comunes en los que se supone un almacenamiento con bordos perimetrales de permeabilidad despreciable con respecto al terreno natural de desplante.

El primer mecanismo, se da cuando la posición del nivel freático, se puede considerar como una condición de frontera fija del problema. La infiltración del líquido se dará entonces en forma vertical descendente, del almacenamiento al manto acuífero; para que prevalezca esta situación, se necesita que las aportaciones de la infiltración no alteren significativamente el nivel freático, lo cual ocurre cuando el manto acuífero cuenta con una posibilidad de descarga mucho mayor en relación a las aportaciones por filtración del almacenamiento. En este mecanismo, el gasto por filtración es proporcional al área del almacenamiento y al coeficiente de permeabilidad vertical de los estratos superiores del subsuelo; el caudal se calcula aplicando la ley de Darcy (ver fig.2).

En el mecanismo 2 con subsuelo saturado, las filtraciones son capaces de elevar la posición del nivel freático en el área alrededor del almacenamiento y el flujo se genera exclusivamente debajo de los bordos perimetrales. El gasto por infiltración es proporcional a la longitud de los bordos y depende de los coeficientes de permeabilidad del suelo tanto horizontal como vertical, así como de la diferencia entre el nivel del almacenamiento y el nivel freático inducido en la periferia del almacenamiento. Las dimensiones del almacenamiento afectan el gasto por metro lineal de bordo, puesto que de ellas depende el número de canales de flujo que pueden generarse (ver fig. 3).



Gasto de infiltración (m<sup>3</sup>/s)  $Q \approx k_v A \frac{t \cdot D}{D}$  (Carcy)

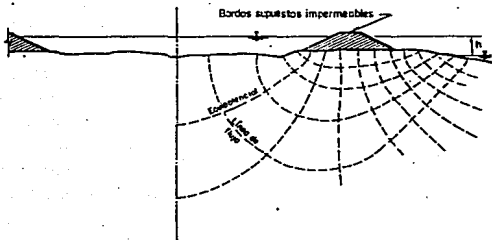
$k_v$ : Coeficiente de permeabilidad vertical del subsuelo, m/s

A: Área del fondo del almacenamiento, m<sup>2</sup>

t: Tirante, m

D: Profundidad del nivel freático (NF), m

Fig 2] Mecanismo de infiltración No. 1



Gasto de infiltración (m<sup>3</sup>/s)  $Q \approx k L h \frac{R_1}{R_2}$

k: Coeficiente de permeabilidad del subsuelo, m/s

L: Perímetro del estanco, m

h: Diferencia de niveles en el agua, m

$\frac{R_1}{R_2}$ : Factor de forma (N<sub>2</sub>: de líneas de flujo/N<sub>1</sub>: de equipotenciales), cercano a 1 si el subsuelo es homogéneo y la laguna es de grandes dimensiones

Fig 3] Mecanismo de infiltración No. 2

El mecanismo 3 se presenta cuando existe una capa continua prácticamente impermeable a determinada profundidad (ver fig. 4). Cuando se presenta una situación de este tipo, es usual la intercepción de las filtraciones mediante una trinchera de material impermeable, que debe tener una permeabilidad muy baja respecto al terreno y que abarque toda su longitud (ver fig. 5). Además de los mecanismos anteriores, existen otros llamados mecanismos secundarios de filtración, que se dividen en dos tipos: en base a características del suelo de desplante y a defectos constructivos de los bordos o de su cimentación, dentro de los primeros se tienen:

a) Grietas en el suelo de desplante, que pueden ser naturales en suelos calizos cársticos o rocas lávicas porosas; o debidas a la actividad del hombre (artificiales).

b) Agrietamiento por secado de materiales arcillosos superficiales, se presenta en suelos muy plásticos, manifestándose con numerosas grietas por secado arriba del nivel freático, las cuales no se cierran al llenarse los almacenamientos, dando lugar a filtraciones, aun cuando el suelo tenga una baja permeabilidad intrínseca o primaria.

c) En terrenos muy blandos, como los de la zona compresible del Valle de México, se presentará un fracturamiento hidráulico al llenarse el almacenamiento rápidamente, ocasionando filtraciones. Los mecanismos secundarios de filtración debidos a defectos constructivos de los bordos o de su cimentación son:

a) Grietas verticales transversales en los bordos construidos sobre suelos compresibles, ocasionadas por los asentamientos diferenciales del bordo.

b) Una mala transición entre el suelo de desplante y el bordo, se presenta cuando los bordos se desplantan sobre el terreno natural

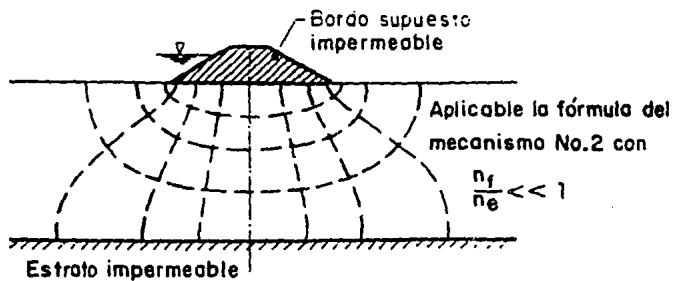


Fig 4 Mecanismo de infiltración No.3

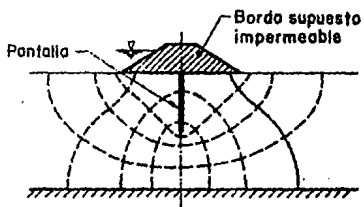


Fig 5 Pantalla vertical para reducir filtraciones

sin desmontar ni despallar adecuadamente. Cuando la capa superficial es permeable, se interrumpe el flujo por medio de una trinchera rellena con suelo compactado.

c) Contacto defectuoso entre capas compactadas de los bordos; durante su proceso de construcción en la compactación de capas, pueden existir deficiencias en la liga entre capa y capa provocando así discontinuidades horizontales que incrementan la permeabilidad del bordo.

### **1.3 VIABILIDAD DE LA IMPERMEABILIZACION**

Para ver si es viable la impermeabilización de una obra, se deben realizar dos estudios: económico y geotécnico. El análisis económico, debe justificar la impermeabilización de cualquier obra de almacenamiento, mediante la comparación de la inversión realizada en la impermeabilización, más sus costos de mantenimiento (reparación de agujeros, grietas y el control de maleza) con los ahorros que ésta permitirá realizar a lo largo de la vida útil de la obra, al disminuir la infiltración del agua o fluido. La comparación debe efectuarse con costos calculados en una misma fecha; en el caso de almacenamientos de productos altamente contaminantes el costo es un factor secundario y se impermeabilizará.

El estudio geotécnico, debe proporcionar los siguientes datos:

- El mecanismo más probable de filtración (1.2).
- La permeabilidad del terreno.
- Permeabilidad de los suelos cercanos, para contemplarlos como un posible revestimiento impermeable.
- Problemas de estabilidad que presentarán los suelos para la aplicación de un método de impermeabilización dado.
- Características mecánicas de la cimentación y de los materiales de construcción de bordos, si se van a emplear.

**Cabe hacer notar que los factores que influyen en la permeabilidad de los suelos son:**

- La relación de vacíos del suelo.

- La temperatura del agua.
- La estructura y estratificación del suelo.
- La existencia de agujeros o fisuras en el suelo.

El estudio geotécnico está formado por tres partes, la exploración y pruebas de campo, los ensayos de laboratorio y el análisis matemático.

### **1.3.1 EXPLORACION Y PRUEBAS DE CAMPO**

La exploración superficial del lugar de la obra, es con el fin de obtener datos preliminares de la permeabilidad del subsuelo, al realizarla se tendrá en cuenta la topografía, la existencia de pozos y ojos de agua, el tipo de vegetación, existencia de grietas y el tipo de suelo superficial. Dentro de las pruebas de campo se encuentran:

a) Los sondeos, que se hacen con el objeto de definir la estratigrafía y los mecanismos de filtración más probables; es importante el detectar estratos permeables, ya que constituyen un dren natural debajo del almacenamiento. Se obtendrán muestras inalteradas de los diferentes estratos del subsuelo para determinar sus propiedades mecánicas e hidráulicas (permeabilidad, resistencia y compresibilidad), de los materiales que servirán de base al almacenamiento y a estructuras como bordos.

b) Pruebas de permeabilidad de campo, se realizarán ya que las formaciones naturales están compuestas por mantos de materiales con características variables y afectados por discontinuidades; por lo que la permeabilidad no puede ser evaluada nada más con ensayos de laboratorio (1.3.2).

El tipo de prueba de permeabilidad en suelos para cada caso en particular, dependerá de la profundidad a la que se desea realizar la prueba y de la posición del nivel freático,



destacando dos tipos:

1) Pruebas superficiales o de poca profundidad, permiten evaluar si el material superficial constituye un revestimiento del fondo natural, tal que las filtraciones tengan un valor aceptable. Dentro de este tipo se encuentran las de zanjas de absorción (prueba Nasberg).

2) Las pruebas profundas, se usan para materiales permeables localizados abajo del nivel freático, capaces de constituir drenes horizontales bajo el almacenamiento; dentro de estas pruebas está comprendido el ensaye Lefranc-Mendel y las pruebas de bombeo.

### **1.3.2 ENSAYES DE LABORATORIO**

Los más frecuentes son :

a) Identificación del tipo de suelo, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); para los materiales gruesos se hace un análisis granulométrico y para materiales finos se determinan además los límites de consistencia.

b) Pruebas de permeabilidad, con la finalidad de:

- Obtener un límite inferior de la permeabilidad del terreno natural.

- Determinar la permeabilidad de los materiales compactados que se pueden usar para el revestimiento impermeable y en la construcción de bordos.

- Si los materiales se van a usar en el revestimiento, verificar si no existe una interacción de tipo físico-químico con el fluido que se almacenará, tal que puedan alterar su permeabilidad y otras propiedades, como su estabilidad estructural; los ensayos se pueden realizar con un permeámetro de carga variable, para suelos algo permeables, es decir arenas y limos o mezclas de ellos; para suelos arcillosos la permeabilidad se determina con un método indirecto, a partir de la curva de consolidación,

debido a que la baja permeabilidad de las arcillas ocasionaría que el tiempo de la prueba fuera muy grande, afectándose los resultados con los cambios de temperatura y evaporación.

c) Pruebas de consolidación unidimensional, para determinar las curvas de compresibilidad y poder estimar los asentamientos que se presentarán por la carga que transmite el almacenamiento.

d) Si la obra de almacenamiento tendrá bordos, se realizarán pruebas de resistencia al corte para los análisis de estabilidad; pueden ser pruebas de compresión simple y triaxiales tipo UU (no consolidada-no drenada) o CU (consolidada no drenada).

### **1.3.3 ANALISIS MATEMATICO**

Los dos puntos anteriores nos permiten conocer las propiedades de los materiales, mediante evaluaciones experimentales y pruebas de laboratorio, las cuales si se realizan en forma mecánica, conducirán a malas aplicaciones y resultados distorsionados, por lo que hay que conocer el objetivo de las pruebas y durante éstas observar, evaluar y comparar los detalles de cada procedimiento y conjuntamente con el análisis matemático poder estimar distancias, medidas, formas, pesos, volúmenes, etc., que en forma razonada ayudarán a detectar errores y a perfeccionar el trabajo.

Es recomendable la formación de registros que incluyan comentarios sobre la experiencia, cualidades y datos relativos al comportamiento de los materiales de construcción, que además de utilizarse en las labores rutinarias, integrarán el acervo informativo de la región.

Como ya se mencionó, al ver la viabilidad de impermeabilización (1.3), se hace un análisis de costos que depende de la técnica de revestimiento que se emplee; en los capítulos siguientes se tratan dos de estas técnicas: Suelos Compactados y Membranas Sintéticas.

## **2. REVESTIMIENTOS CON SUELOS COMPACTADOS**

### **2.1 ANTECEDENTES**

Desde la antigüedad, en Asia los chinos antes de Cristo y en América los mexicanos en el siglo XV D.C., se dieron cuenta de que los suelos compactados tenían un mejor comportamiento que los sueltos, siendo las primeras formas de compactar el apisonamiento manual y el paso de animales sobre el terreno a compactar.

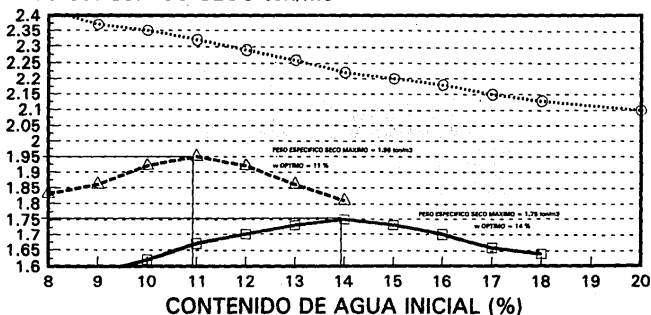
El proceso de aumento rápido del peso volumétrico de un suelo mediante la aplicación de cargas transitorias de corta duración, (compactación), es una técnica que permite alterar las propiedades mecánicas de un suelo, aumentando la resistencia y disminuyendo la deformabilidad, la permeabilidad y la susceptibilidad a la erosión de los suelos por el agua.

La eficiencia de cualquier equipo de compactación depende de varios factores y para poder analizarlos, se necesita contar con procedimientos estandarizados, que reproduzcan teóricamente en el laboratorio la compactación que se pueda lograr en el campo con el equipo disponible.

En 1933 R. R. Proctor, en base a sus investigaciones establece métodos para la especificación y verificación de los trabajos de campo (prueba Proctor estándar), mediante el uso de patrones de compactación en el laboratorio. Encontró que para una energía de compactación dada, el máximo peso volumétrico seco del suelo compactado se obtiene para un cierto contenido de agua, llamado "contenido de agua óptimo", como se ve en la figura 2.1, en la cual está representada la curva peso específico seco vs contenido de agua, de un suelo arcillo arenoso sujeto a pruebas Proctor estándar y a Proctor modificada, apareciendo también la curva del 100% de saturación; éstas pruebas son aplicables a suelos finos plásticos, ya que los suelos friccionantes como las arenas se compactan por vibración.

**FIGURA 2.1 CURVAS DE COMPACTACION EN PRUEBAS PROCTOR ESTANDAR Y MODIFICADA**

**PESO ESPECIFICO SECO ton/m<sup>3</sup>**



PROCTOR ESTANDAR    PROCTOR MODIFICADA    100 % DE SATURACION

TOMADO DE: JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ.(1986)  
 "MECANICA DE SUELOS", TOMO I, LIMUSA, pp.579,  
 MEXICO

Los dos factores más importantes que influyen en la compactación obtenida son: el contenido de agua del suelo antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen (energía específica), determinada por la presión y el área de contacto rodillo-suelo, el espesor de la capa compactada y el número de pasadas del equipo.

## **2.2 PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACION DE CAMPO**

Los más usuales son con rodillos pata de cabra, rodillos de llantas neumáticas y compactadores manuales para pequeñas áreas de difícil acceso.

### **2.2.1 RODILLO PATA DE CABRA**

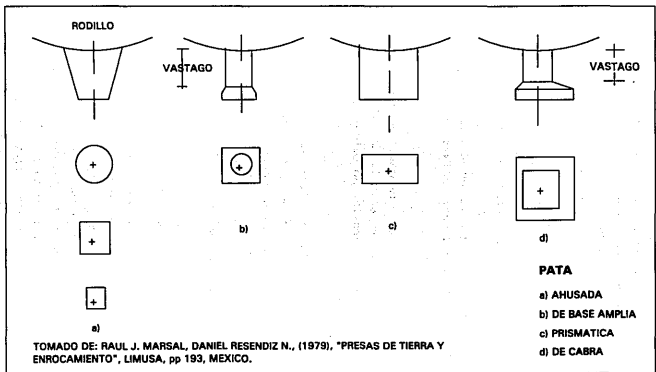
Hay varios diseños para sus patas, como se puede apreciar en la figura 2.2, y todas compactan de abajo hacia arriba. El espesor de la capa que se va a compactar no debe ser muy superior a la longitud de las patas que oscila entre 20 y 25 cm, siendo recomendable un espesor de capa sin compactar de 30 cm, esto con la finalidad de que en las primeras pasadas las patas y una parte del tambor penetren en el suelo, ejerciendo una mayor presión en el lecho inferior de la capa por compactar.

Al aumentar el número de pasadas del equipo, se llega a la condición de que el rodillo camine sobre el suelo que se está compactando, lo anterior ocurre cuando las capas inferiores adquieren cada vez más resistencia, e impiden que penetren las patas del rodillo. Durante las últimas pasadas del rodillo existe cierta penetración que produce una superficie escarificada, la cual permite recibir la siguiente capa, sin dejar un plano de debilidad en el contacto y formando un buen sello entre capas sucesivas.

El peso volumétrico seco máximo es independiente de la presión de contacto, aunque hay una mínima necesaria para compactar

## FIGURA 2.2

### TIPOS USUALES DE RODILLOS PATA-DE-CABRA



eficientemente un suelo, que es del orden de 115 lb/plg<sup>2</sup> (790 kpa) si el área de contacto por pata no es mayor de 12 a 14 plg<sup>2</sup> (77 a 90 cm<sup>2</sup>). El incremento del área de contacto aumenta el peso volumétrico seco máximo ( $\gamma_d$  máx), para un determinado número de pasadas.

### **2.2.2. RODILLO DE LLANTAS NEUMATICAS**

Provoca un efecto de amasado menor en relación al rodillo pata de cabra y sólo en la parte más superficial. El rodillo neumático aplica a la superficie por compactar la misma presión (equivalente a la del inflado) desde la primera pasada y es la aplicación reiterada de dicha presión transitoria la que da lugar a la compactación.

El número de pasadas que se requiere para lograr la máxima compactación con un rodillo de llantas neumáticas a un suelo determinado, depende de la presión de inflado, la carga por rueda y el espesor de la capa.

Una capa de suelo compactado con rodillo neumático, presenta una superficie lo suficientemente rugosa para lograr una liga adecuada con la siguiente capa, aunque a veces puede requerir una escarificación superficial. Los rodillos neumáticos son capaces de compactar capas de mayor espesor más rápidamente que los rodillos pata de cabra; se emplean en suelos arenosos con finos poco plásticos.

### **2.3 PROCEDIMIENTO DE COMPACTACION DE LABORATORIO**

Los más usuales son: compactación por impactos, amasado y carga estática; dentro de los objetivos de estos métodos, está el estudiar las variables que intervienen en la compactación, verificar la compactación de campo y producir especímenes de igual peso volumétrico y mismo contenido de agua que los de campo, con la finalidad de poder determinar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos compactados. En los tres procedimientos anteriores el suelo que se va a compactar se

coloca por capas sucesivas dentro de un molde metálico.

La compactación por presión estática es la menos usada ya que no reproduce las condiciones de compactación de campo, por lo que no es aplicable a la especificación o verificación de dicha compactación, ni a la fabricación de probetas para determinar sus propiedades mecánicas.

### 2.3.1 COMPACTACION POR IMPACTOS

Cada capa se compacta con un número de golpes distribuidos uniformemente, con un martillo de peso, dimensiones y caída libre dados. La energía específica de compactación ( $E_c$ ) se calcula con la expresión:

$$E_c = (N n W h) / V \quad (2.1)$$

donde:

$E_c$  = Energía específica

$N$  = Número de golpes por capa

$n$  = Número de capas del suelo

$W$  = Peso del pisón

$h$  = Altura de caída libre del pisón

$V$  = Volumen de suelo compactado

El valor de las variables anteriores, se puede cambiar con el fin de tratar de reproducir las condiciones de campo. Aunque se ha optado por fijar pruebas-patrón y con la experiencia derivada de las mismas se fijan las especificaciones de compactación en campo; teniendo en cuenta que para la impermeabilización de un almacenamiento la compactación del suelo no es el objetivo principal, sino un medio para mejorar sus propiedades mecánicas, específicamente el darle una menor permeabilidad; las características de las pruebas-patrón más usadas se aprecian en la tabla 2.1.

### 2.3.2 COMPACTACION POR AMASADO

Las pruebas de mayor uso es la Harvard miniatura, desarrollada con la finalidad de requerir menos tiempo, trabajo y cantidad de material que las pruebas anteriores. Se debe al Profr. S. D.



**TABLA 2.1**  
**CARACTERISTICAS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACION**  
**POR IMPACTOS DE USO MAS GENERALIZADO**

PRUEBA	Moide D, en plg	Moide H, en plg	V, en pie <sup>3</sup>	Martillo D, en plg	Martillo W, en lb	Altura de caida, en plg	Capas	golpes por caps	Energia en pie-lb/pie
PROCTOR ESTANDAR	4.000	4.584	0.03333	2	5.5	12	3	25	12,375
U.S. BUREAU OF CECLAMA- TION	4.281	6.000	0.03333	2	5.5	18	3	25	12,375
PROCTOR MODIFICADA	4.000	4.584	0.05000	2	10.0	18	5	25	56,250

TOMADO DE: RAUL J. MARSAL, DANIEL RESENDIZ N.  
 (1979), "PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO",  
 LIMUSA, pp 197, MEXICO.

Wilson de la Universidad de Harvard (E.U.A.) y se aplica únicamente a suelos finos plásticos, con partículas menores de 2mm. La prueba consiste en compactar cada capa con un cierto número de aplicaciones de carga con un pisón, que induce presiones que varían de cero a un valor máximo y luego en sentido contrario. Resulta evidente que la energía de compactación no se puede calcular con la fórmula 2.1. Se puede variar en ésta prueba la fuerza máxima de aplicación, número de capas, número de pisadas por capa. Con el uso de esta compactación de laboratorio se logran reproducir en forma aproximada las propiedades mecánicas de los suelos compactados en campo.

#### **2.4 ELECCION DEL MATERIAL PARA EL REVESTIMIENTO**

En la tabla 2.2, se aprecian los diferentes tipos de suelos de acuerdo al SUCS, los cuales se han clasificado tomando en cuenta sus propiedades más importantes para su uso como revestimiento impermeable (permeabilidad, resistencia al corte, peso volumétrico compactado, resistencia a la erosión). Analizando la misma tabla, se puede apreciar que un sólo suelo no tiene ni tendrá todas las propiedades ideales para ser usado como revestimiento impermeable, como por ejemplo: las arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH), que aun cuando son prácticamente impermeables, no son resistentes a la erosión y tienen un cambio volumétrico crítico.

Lo anterior conlleva a usarlos de dos formas: la primera de ellas usando un material fino plástico poco permeable y protegerlo con otro material contra la erosión y secado; la segunda forma es elegir una mezcla de materiales térreos que combinen lo mejor posible todas las propiedades que se requieran de ellos.

Si se opta por trabajar con materiales finos, hay que tener en cuenta que se debe contar con un banco de préstamo de material arcilloso. Las arcillas de baja compresibilidad (CL), aunque de una permeabilidad un poco mayor en relación a las de alta

compresibilidad (CH), presentan la ventaja de ser más estables volumétricamente y más manejables (ver tabla 2.2). El material de protección del suelo compactado puede ser una grava-arena bien graduada, es decir que cuente con una gran variedad de tamaños, tales que los mayores puedan resistir el arrastre de las corrientes que pudieran existir en el almacenamiento; también se pueden proteger con una capa de suelo-cemento o concreto asfáltico.

Si se escoge la segunda opción, los materiales más adecuados son las gravas areno-arcillosas o también las gravas arcillosas. El contenido de arcilla debe ser alto y uniforme con el objeto de resistir la segregación local. El espesor del revestimiento debe ser tal que garantice su continuidad y al mismo tiempo evitar que se encuentre sometido a un gradiente hidráulico excesivo, usando un espesor mayor de 30 cm.

Es importante verificar la compatibilidad entre el material de revestimiento y sustrato, es decir que las diferentes fracciones granulométricas que componen el material de revestimiento, cumplan con las condiciones de retención para filtros y que no exista peligro de segregación bajo el efecto del gradiente hidráulico; de igual forma el sustrato debe ser capaz de retener las partículas del revestimiento.

#### **2.4.1 COMPACTACION DE SUELOS ARCILLOSOS**

Es una técnica de impermeabilización que está comprendida dentro de los revestimientos flexibles y para poder aplicarla a un almacenamiento se requiere un conocimiento adecuado de las propiedades de los suelos y un estricto control de calidad.

Este revestimiento de suelos compactados debe reunir las siguientes propiedades: baja permeabilidad (que no es una característica que está unida inseparablemente del material, sino que depende de su estructura), estabilidad ante los gradientes

# TABLA 2.2

PROPIEDADES FISICAS IMPORTANTES DE LOS SUELOS  
EN RELACION CON SU USO PARA IMPERMEABILIZAR

NOMBRE TÍPICO DE GRUPOS DE SUELOS (SUCS)	SIMBOLOS DE GRUPO	PROPIEDADES DE LOS SUELOS*			USO COMO REVESTIMIENTO**	
		PERMEABILIDAD	RESISTENCIA AL CORTE	PESO VOLUMÉTRICO SECO	RESISTENCIA A LA EROSION	REVESTIMIENTO DE SUELO COMPACTADO IMPERMEABLE
GRAVAS Y MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA BIEN GRADUADAS, POCO O NADA DE FINOS	GW	14	16	16	2	--
GRAVAS Y MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA, UNIFORMES, POCO O NADA DE FINOS	GP	16	14	8	3	--
GRAVA LIMOSA, MEZCLAS UNIFORMES DE GRAVA, ARENA Y LIMO	GM	12	10	12	5	6
GRAVA ARCILLOSA, MEZCLAS UNIFORMES DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	GC	6	8	11	4	2
GRAVA CON CEMENTANTE DE ARENA-ARCILLA	GW-GC	8	13	16	1	1
ARENA Y ARENA CON GRAVA, BIEN GRADUADA, POCO O NADA DE FINOS	SW	13	15	13	8	--
ARENA UNIFORME, ARENA CON GRAVA, POCO O NADA DE FINOS	SP	15	11	7	9(GRUESA)	--
ARENA LIMOSA, MEZCLAS UNIFORMES DE ARENA Y LIMO	SM	11	9	10	10(GRUESA)	7 EROSION CRÍTICA
ARENA ARCILLOSA, MEZCLAS UNIFORMES DE ARENA Y ARCILLA	SC	5	7	9	7	4
ARENA CON CEMENTANTE ARCILLOSO	SW-SC	7	12	14	6	3
LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS	ML	10	5	5	--	8 EROSION CRÍTICA
POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD	CL	3	6	6	11	5
ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA, MEDIANA PLASTICIDAD, ARCILLAS LIMOSAS						
LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS ORGANICAS LIMOSAS DE BAJA PLASTICIDAD	OL	4	2	3	--	9 EROSION CRÍTICA
LIMO INORGANICO, SUELOS FINOS ARENOSOS O LIMOS MICACEOS, LIMOS PLASTICOS	MH	9	3	2	--	--
ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD	CH	1	4	4	12	CAMBIO VOLUMÉTRICO CRÍTICO
ARCILLAS ORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD	OH	2	1	1	--	--
TURBA Y SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Pt	--	--	--	--	--

\* LOS NUMEROS CLASIFICAN LOS SUELOS DEACUERDO CON LAS PROPIEDADES FISICAS MENCIONADAS (DE MENOR A MAYOR PERMEABILIDAD, RESISTENCIA Y PESO VOLUMÉTRICO)

\*\* LOS NUMEROS INDICAN LA CALIDAD RELATIVA DEL TIPO DE SUELO PARA SU USO TOMADO DE: DAY, M. E. Y AMSTRONG, W. F., "BRINE DISPOSAL POND MANUAL", U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, R & D. PROGRESS REPORT No. 588, 1970.

fuertes, resistencia a la erosión y estabilidad volumétrica (para evitar el agrietamiento por secado si el almacenamiento debe vaciarse periódicamente).

Las propiedades mecánicas de un suelo fino, son función del peso volumétrico seco  $\gamma_d$  (o la relación de vacíos  $e$ ), del grado de saturación del agua  $G_w$  y de la estructura de las partículas sólidas. Para comprender mejor la compactación de los suelos arcillosos no hay que verla como un todo, sino desglosarla a nivel de las partículas que la forman, por otro lado un suelo por muy compactado que esté, contará con una fase sólida y una correspondiente al volumen de vacíos, la primera está formada por placas de aproximadamente 0.05 y 2  $\mu$  del lado mayor y entre 0.0001 y 0.1  $\mu$  el espesor, dependiendo del tipo de mineral de arcilla (caolinita, illita o montmorilonita); el volumen de vacíos está compuesto por aire y agua con iones disueltos. La forma laminar y no el tamaño de las partículas de arcilla, así como su composición y estructura son las responsables del comportamiento mecánico e hidráulico de este suelo fino.

Los silicatos de aluminio hidratados (arcillas), son producto de la descomposición química y cada partícula de suelo arcilloso posee en su superficie carga eléctrica negativa, con una intensidad que depende de su estructura y composición. La partícula de arcilla atrae a los iones positivos del agua ( $H^+$ ) y a cationes de diferentes elementos químicos, como por ejemplo:

$Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Ca^{++}$ ,  $Mg^{++}$ ,  $Al^{+++}$ ,  $Fe^{+++}$ ; por lo anterior, toda partícula de arcilla cuenta con una capa de agua adsorbida formada por moléculas de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura, aunque en general son tres capas de agua:

1) Capa sólida, formada por las moléculas que están más cerca de la partícula y por lo tanto sujetas a una mayor presión (20,000  $kg/cm^2$ ), que las demás.

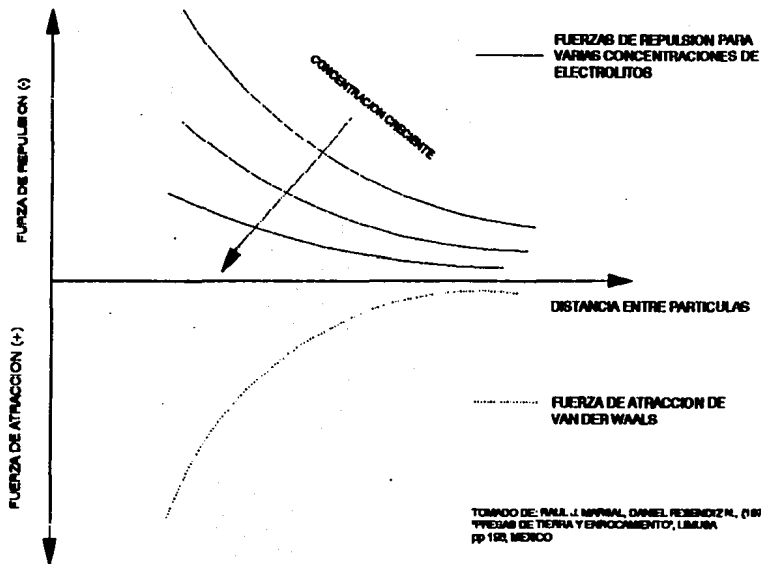
2) Capa viscosa, son moléculas de agua que se encuentran más alejadas de la partícula y no están sujetas a grandes presiones, tienen propiedades intermedias entre el hielo y el agua en estado líquido.

3) Capa de agua libre o gravitacional: son moléculas que no están adheridas a la partícula por fuerzas de superficie y mantienen sus características normales.

Además de la interacción entre las fases sólida y líquida de las partículas arcillosas, existe una de partícula a partícula, debida a fuerzas de acción a distancia como resultado de fuerzas electromagnéticas de atracción (llamadas de Van der Waals) entre cada par de partículas sólidas y es independiente de la concentración de electrólitos en el agua. También actúan fuerzas de repulsión en los estratos positivos de las dobles capas eléctricas de cada partícula. Esta fuerza de repulsión como se puede ver en la figura 2.3 es una función exponencial decreciente conforme aumenta la distancia entre partículas y aumenta al disminuir la concentración de electrólitos.

La estructura de un suelo está determinada principalmente por dos factores; a) el valor relativo de las fuerzas de atracción y de repulsión entre sus partículas y b) la magnitud de las deformaciones angulares que el suelo haya sufrido. Teniendo en cuenta la naturaleza de los suelos arcillosos se mencionará el efecto de las condiciones de compactación (contenido de agua, energía y procedimiento de compactación, proporción y características de la fracción no arcillosa, y por último el método de preparación el suelo), en las variables que intervienen en su comportamiento mecánico (peso volumétrico seco, grado de saturación y grado de orientación de las partículas o estructura).

# FIGURA 2.3



#### 2.4.1.1 EFECTOS DEL CONTENIDO DE AGUA.

a) En el peso volumétrico seco ( $\gamma_s$ ), se ha visto a través de la experiencia y la experimentación que la eficiencia de cualquier proceso de compactación depende del contenido de agua del suelo, es decir, se obtiene un peso volumétrico seco máximo, para un contenido de agua llamado óptimo y el  $\gamma_s$  será menor para todo contenido de agua diferente al contenido de agua óptimo, como se aprecia en la figura 2.4.

b) En la relación entre el volumen de agua y volumen de vacíos del suelo (Grado de saturación del agua,  $G_w = V_w/V_v$ ) al disminuir el contenido de agua por debajo del óptimo se reduce también el grado de saturación y por el contrario al compactar con un contenido de agua mayor que el óptimo se observa que el  $G_w$  es casi constante y de un alto valor como se aprecia en la figura 2.4.

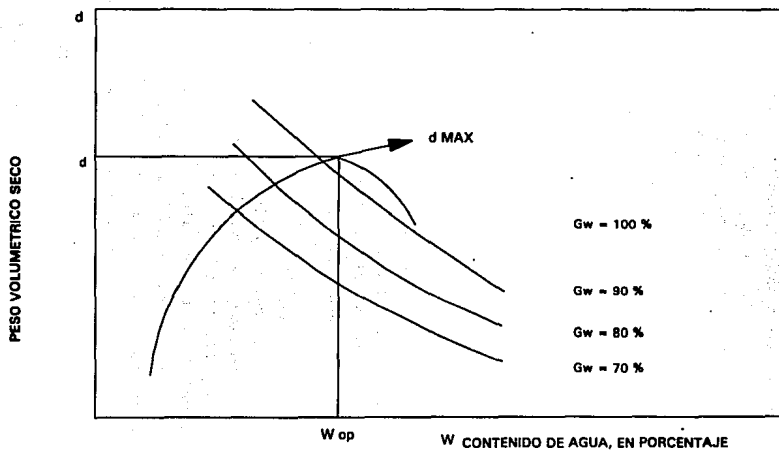
c) El efecto del contenido de agua en la estructura de un suelo se puede presentar de dos formas, la primera de ellas, cuando el suelo tiene un bajo contenido de agua en la que el desarrollo de la doble capa eléctrica está limitada y la concentración de iones en ella es alta. En este caso la repulsión entre partículas es baja y se desarrollan altos esfuerzos efectivos producidos por los meniscos capilares, por lo que la resistencia del suelo a la deformación es elevada, contribuyendo todo lo anterior a formar una estructura con un reducido grado de orientación de las partículas.

La segunda forma se presenta al aumentar el contenido de agua, con lo que las fuerzas de repulsión aumentan y los esfuerzos capilares disminuyen, reduciendo así la resistencia del suelo a la deformación. Cuanto mayores sean la repulsión y la deformación angular previa mayor será el grado de orientación de las partículas.



## FIGURA 2.4

CURVA PESO VOLUMETRICO SECO vs CONTENIDO DE AGUA  
CON CURVAS DE DIFERENTE GRADO DE SATURACION



#### **2.4.1.2 EFECTOS DE LA ENERGIA DE COMPACTACION**

a) Al incrementarse la energía de compactación aumenta el peso volumétrico seco máximo y disminuye el contenido de agua óptimo. Lo anterior se observa en la figura 2.5 con las curvas de compactación de un mismo suelo con el mismo procedimiento pero diferentes energías de compactación, que al aumentar hacen que las curvas se desplacen hacia arriba y a la izquierda. Se aprecia también que el incremento del peso volumétrico seco máximo que se logra al aumentar la energía de compactación, trae consigo una disminución en el contenido de agua del suelo.

Cuando se aplica un incremento de energía a un suelo con contenido de agua mayor al óptimo, ésta se disipará en deformarlo angularmente y no reducirá su volumen, debido a que el suelo es más deformable y su fase fluida es menos compresible por su bajo contenido de gases.

b) El grado de saturación se ve aumentado al incrementarse el peso volumétrico seco por medio de un incremento de la energía de compactación; lo anterior teniendo en cuenta que el proceso de compactación en suelos finos se realiza con un contenido de agua constante.

c) Toda la energía que se aplica a un suelo durante la compactación, se gasta en reducir su volumen e inducirle deformaciones angulares. El grado de orientación adicional que adquieren las partículas del suelo arcilloso inducido por un incremento en la energía de compactación, es una función creciente del contenido de agua. De a y b se desprende que si el contenido de agua de compactación es superior al óptimo, toda la energía adicional aplicada será empleada en acercar la estructura del suelo a la condición extrema, ver figura 2.6.

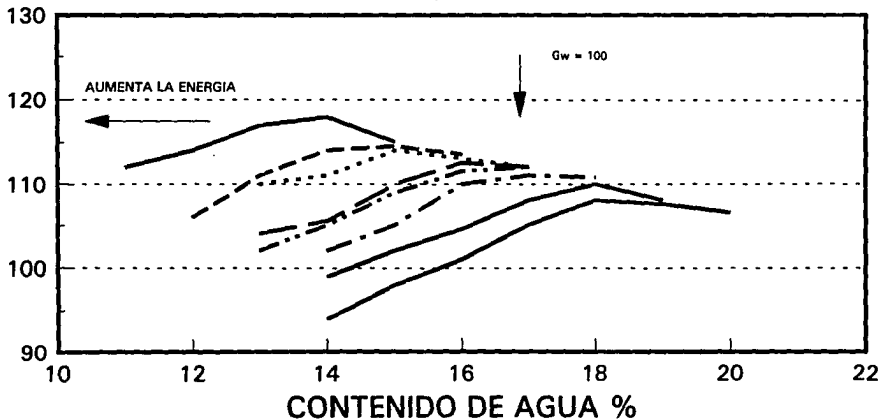
#### **2.4.1.3 EFECTOS DEL METODO DE COMPACTACION**

Cuando los métodos de compactación son diferentes, no cabe hacer

## FIGURA 2.5

PESO VOLUMETRICO SECO vs. CONTENIDO DE AGUA %  
PARA DIFERENTES ENERGIAS DE COMPACTACION

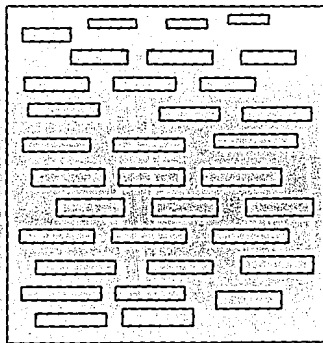
PESO VOLUMETRICO SECO lb/pie3



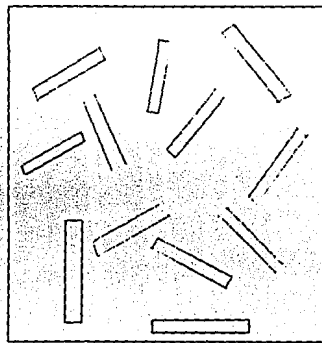
TOMADO DE: RAUL J. MARSAL Y DANIEL RESENDIZ N.  
(1979), " PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO",  
LIMUSA, pp 193, MEXICO.

## FIGURA 2.6

### ESTRUCTURAS EXTREMAS DE UN SUELO ARCILLOSO



**PARTICULAS ORIENTADAS**



**PARTICULAS SIN ORIENTAR**

comparaciones a igual energía de compactación, a causa de la eficiencia que tiene cada proceso de compactación. Pero si se mantienen constantes: el tipo de suelo,  $w$  y  $\gamma_d$  (finales) en diferentes métodos de compactación, la diferencia de propiedades se deberá al tipo de estructura inducido por las deformaciones angulares producidas por el método de compactación.

Se ha visto en laboratorio que a igualdad de  $w$ ,  $\gamma_d$  y suelo el máximo grado de orientación de las partículas se obtiene con la compactación por amasado y el mínimo por compactación estática, dando resultados intermedios la compactación por impactos. Una diferencia en los resultados anteriores de pruebas de compactación por amasado y por impactos es el lugar geométrico de los óptimos en la gráfica  $w$  vs.  $\gamma_d$ , correspondiendo a grados de saturación mayores en la primera que en la segunda prueba.

#### **2.4.1.4 EFECTOS DE LA FRACCION NO ARCILLOSA**

La fracción gruesa de un suelo al compactarse repercute en su peso volumétrico seco, aumentando éste con el porcentaje de gruesos y disminuyendo aproximadamente cuando el porcentaje retenido en la malla No. 4 es mayor de 50%, como se puede apreciar en la figura 2.7, que muestra el efecto del contenido de grava en el peso volumétrico seco máximo de una mezcla bien graduada de grava, arena y arcilla que ha sido compactada por impactos.

#### **2.4.1.5 EFECTOS DEL PROCEDIMIENTO DE PREPARACION DEL SUELO.**

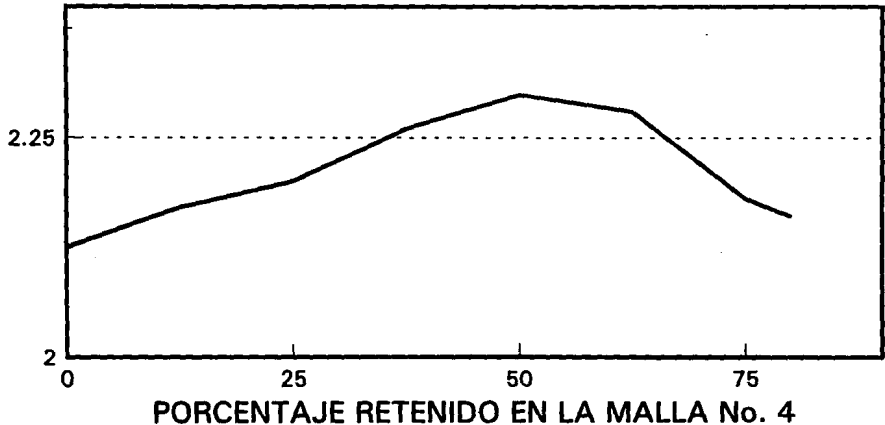
La preparación consiste en darle el contenido de agua adecuado, homogeneizarlos por mezclado y dejarlos curar (3 a 6 días), para que el contenido de agua se uniformice antes de su colocación, esto con la finalidad de evitar zonas locales más permeables en el revestimiento.

#### **2.5 PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO COMPACTADO**

El suelo compactado, como una técnica de revestimiento impermeable de un almacenamiento, requiere de conocer las

## FIGURA 2.7

INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE GRAVA EN EL  
PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (POR IMPACTOS)  
PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO EN ton/m<sup>3</sup>



TOMADO DE RAUL J. MARSAL Y DANIEL RESENDIZ N.  
(1979), "PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO",  
LIMUSA, pp 200, MEXICO.

propiedades de los suelos y un estricto control de calidad. Como se mencionó en 2.4 el revestimiento de suelo compactado debe combinar varias propiedades: baja permeabilidad, estabilidad volumétrica, resistencia al corte y a la erosión.

### 2.5.1 PERMEABILIDAD (k)

La permeabilidad al agua (k), de un suelo compactado, así como otras propiedades mecánicas depende de la relación de vacíos,  $e = V_v / V_s$  (relacionada con el peso volumétrico seco  $\gamma_d$ , a mayor  $\gamma_d$  menor e), la estructura y el grado de saturación,  $G_w = V_w / V_v$ . Haciendo constantes los dos últimos parámetros, la relación entre e y k para un suelo determinado es:

$$k = k_0 (e - e_0)^2$$

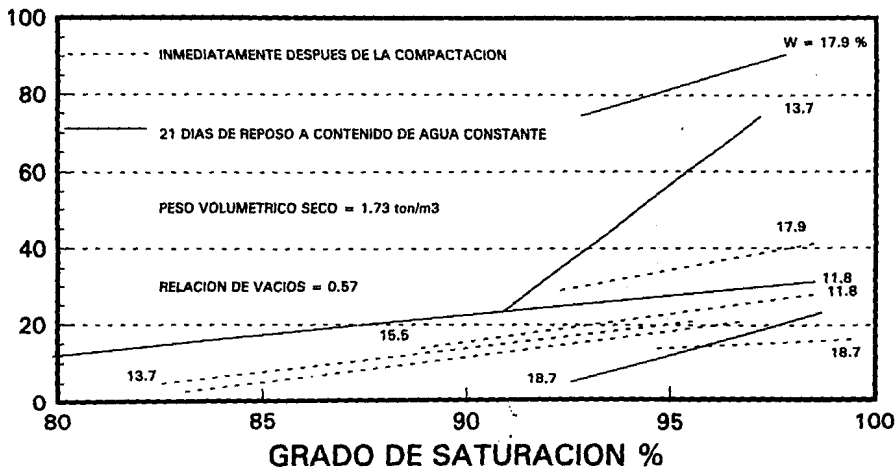
donde  $k_0$  y  $e_0$  son constantes experimentales de cada suelo.

Para cualquier contenido de agua la permeabilidad aumenta con el grado de saturación; aumentando también con el tiempo de reposo del suelo a contenido de agua constante, debido a cambios tixotrópicos en la estructura (disminuye progresivamente el grado de orientación de las partículas) como se aprecia en la figura 2.8. El factor que más afecta a la permeabilidad de un suelo compactado es la estructura, influyendo en ésta última el contenido de agua y el método de compactación. El coeficiente de permeabilidad disminuye en varios órdenes de magnitud si la compactación se hace con un contenido de agua superior al óptimo Proctor, disminuyendo además si la compactación se hace por amasado, en lugar de compactar estáticamente. Lo anterior se atribuye a que cuando se compacta el material del lado seco respecto al óptimo Proctor, las partículas de arcilla forman grumos que oponen alta resistencia al rearrreglo durante la compactación y dan lugar a una estructura con una alta proporción de poros grandes. Por el contrario, para contenidos de agua altos, los grumos se debilitan desapareciendo así los poros grandes. Por otro lado, la reducción adicional de la permeabilidad que se logra con la compactación por amasado se debe a las grandes deformaciones angulares que induce y que

## FIGURA 2.8

### EFFECTO DEL GRADO DE SATURACION EN PERMEABILIDAD DE ARCILLAS LIMOSAS COMPACTADA POR AMASADO

PERMEABILIDAD, EN  $10^{-7}$  cm/s



(MITCHEL, HOOPER Y CAMPANELLA, 1965)



tienden a destruir los grumos. Para reducir la permeabilidad de un suelo determinado, es primordial darle una estructura adecuada más que el tratar de disminuir su porosidad. Por esta razón, en terraplenes con fines hidráulicos, se recomienda compactar con un contenido de agua 2% mayor al óptimo.

### **2.5.2 ESTABILIDAD VOLUMETRICA**

Esta propiedad es importante si el almacenamiento debe vaciarse periódicamente, ya que si no tiene una gran estabilidad volumétrica, puede presentarse agrietamiento por secado. Los cambios de volumen de un suelo arcilloso son consecuencia de dos componentes de deformación a nivel estructural: a) el primero de ellos ocasiona una expansión al variar la distancia entre partículas para un grado de orientación constante, b) en esta componente hay una reducción de la distancia media a una distancia mínima constante entre partículas y aumenta el grado de orientación, por lo que el cambio de volumen es de compresión.

### **2.5.3 RESISTENCIA AL CORTE Y RELACION ESFUERZO-DEFORMACION**

La resistencia al desplazamiento tangencial relativo de las partículas de un suelo arcilloso, depende del esfuerzo normal efectivo ( $\bar{\sigma}$ ) en el plano del deslizamiento (teniendo mayor resistencia cuanto mayor sea el esfuerzo normal efectivo) y del valor medio de la distancia mínima entre partículas, ya que a menor distancia mayor resistencia, la distancia mínima entre partículas está determinada por la relación de vacíos y la orientación de las partículas. El esfuerzo normal efectivo ( $\bar{\sigma}$ ), depende de la presión en exceso de la hidrostática (presión de poro), que es función de la relación de vacíos, el grado de saturación del agua y la estructura. Los tres parámetros anteriores inciden de manera directa en las propiedades esfuerzo-deformación y la resistencia de los suelos arcillosos compactados.

El esfuerzo efectivo se puede calcular con la expresión:

$$\bar{\sigma} = \sigma - \mu v$$

donde:

$\bar{\sigma}$  = Esfuerzo normal efectivo

$\sigma$  = Esfuerzo normal total

$\mu v$  = Presión en el agua de los poros

Es importante analizar la resistencia de los suelos finos en dos situaciones: 1) durante la construcción o inmediatamente después de ella (corto plazo); 2) después que en el suelo han actuado las condiciones ambientales, provocando cambios de  $w$ ,  $\gamma_e$  (a largo plazo). En esta última situación, se pueden presentar dos condiciones: a) las deformaciones se dan rápidamente, sin variar su contenido de agua ni la relación de vacíos durante la falla, y b) las deformaciones sean lentamente, de manera que permitan ajustar al suelo su volumen y no desarrollar presiones de poro durante el incremento de los esfuerzos cortantes. En los casos 1 y 2 se usa la ley de resistencia en términos de esfuerzos totales, obtenida de pruebas UU (no consolidada no drenada); en el caso de que las deformaciones sean de baja velocidad, se usa la ley de resistencia en términos de esfuerzos efectivos, derivados de pruebas CD (consolidadas-drenadas). La resistencia de un suelo entre otras propiedades es afectada por fenómenos tixotrópicos, en los cuales la arcilla, después de un amasado durante el cual se rompen momentáneamente las ligaduras de su estructura (que macrofísicamente se ve en la reducción de las propiedades de resistencia del material), recobrará lentamente sus propiedades originales.

#### 2.5.4 RESISTENCIA A LA EROSION INTERNA

La resistencia de un suelo a la erosión interna (tubificación), depende de la trabazón entre sus partículas determinada a su vez por las características geométricas de su estructura y de la magnitud de las fuerzas electromagnéticas de partícula a partícula. En un suelo arcilloso hay partículas tan finas que penetran a través de los poros del suelo, una vez que se ponen en suspensión, por lo que a una misma permeabilidad un suelo será

más susceptible a la erosión en la medida que sean mayores las fuerzas de repulsión entre sus partículas (menor concentración de electrólitos en el agua de sus poros). El compactar del lado seco del óptimo produce un bajo grado de orientación de las partículas arcillosas y una alta permeabilidad, que propicia un arrastre de partículas arcillosas ocasionando la tubificación; este arrastre de partículas arcillosas no se puede detener con filtros.

Si se compacta con un contenido de agua superior al óptimo se obtendrá un mayor grado de orientación de las partículas arcillosas así como una menor permeabilidad con la cual el suelo es menos susceptible al desprendimiento y arrastre de partículas finas o sea más resistente a la tubificación.

## 2.6 EVALUACION DEL GASTO DE INFILTRACION EN SUELOS COMPACTADOS Y DEL TIEMPO DE MIGRACION

Partiendo del principio de que todos los materiales son permeables, aunque sea mínimamente, se presentarán filtraciones que se deben estimar.

Siguiendo el mecanismo de infiltración No. 1 (ver 1.2), en el cual el gasto de infiltración queda expresado como sigue:

$$Q = k_v A (t + D)/D \quad (\text{Ley de Darcy})$$

Donde:

$k_v$  = Coeficiente de permeabilidad vertical del suelo m/s

A = Area del fondo del almacenamiento  $m^2$

t = Tirante en m

D = Profundidad del estrato a atravesar.

**Ejemplo:** Calcular el gasto de infiltración y el tiempo de migración, de un almacenamiento que tiene un tirante de 2.5 m y un revestimiento impermeable a base de arcilla libre de discontinuidades, con una permeabilidad de  $10^{-7}$  cm/s y espesor de 60 cm (ver figura 2.9).

Solución:

Cálculo del gasto de infiltración por hectárea:

$$Q = k A [(t+D)/D]$$

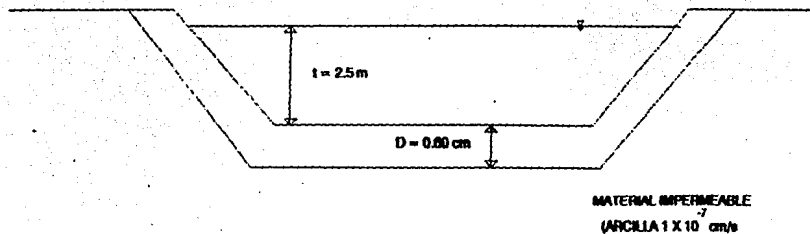


FIGURA 2.9

CALCULAR EL GASTO DE INFILTRACION  
Y EL TIEMPO DE MIGRACION

$$Q = 10^{-9} (10\ 000) [(2.5 + 0.60)/0.60]$$

$$Q = 5.1667 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{ha/s}$$

$$Q = 4.464 \text{ m}^3/\text{ha/día}$$

$$Q = 4.464 \text{ l/ha/día}$$

Cálculo del tiempo de migración:

De la fórmula de velocidad:

$$V = d/t$$

$$t = d/v$$

$$\text{Pero } v = ki$$

$$t = d/(ki)$$

$$t = 0.6/[10^{-9}((2.5+0.6)/0.6)]$$

$$t = 1.1613 \times 10^8 \text{ s}$$

$$t = 1344 \text{ días}$$

$$t = 3.7 \text{ años}$$

## 2.7 COLOCACION DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE

De todo lo expuesto anteriormente en este capítulo se concluye que las características de un suelo compactado dependen de:

- a) El tipo de suelo.
- b) Contenido de agua de compactación.
- c) El equipo y energía de compactación.

Para un mismo suelo y contenido de agua, la diferencia entre la compactación de campo y la de laboratorio, estriba en el equipo de compactación y la energía aplicada, así en campo hay que saber que equipo (rodillo neumático, pata de cabra) produce el grado de compactación deseado. Una vez determinado el equipo, ver en que condiciones de espesor de capa y número de pasadas va a operar, lo que se decide en base a pruebas directas o con la experiencia previa.

Como se ha visto a lo largo de este capítulo, si lo que se pretende es reducir la permeabilidad del revestimiento lo más posible (que de hecho así es), hay que compactar el material seleccionado con un contenido de agua alto, del orden de 1 ó 2% superior al óptimo Proctor. Al pretender lograr una mínima permeabilidad, los equipos de compactación de campo anteriores pueden quedar atascados y como lo que se persigue lograr no es un alto grado de compactación, sino darle al suelo una estructura

que sea más impermeable, se puede optar por recurrir a un equipo ligero como un tractor agrícola, para la formación de la capa de suelo remoldeado de espesor uniforme.

#### **2.7.1 ESPECIFICACIONES DE COMPACTACION**

La compactación de suelos finos para formar un revestimiento impermeable debe reunir las siguientes propiedades:

- a) Homogeneidad
- b) Impermeabilidad
- c) Permanencia de propiedades (compresibilidad, resistencia al corte y a la erosión interna) en condiciones de saturación.
- d) Ductilidad suficiente, que le permita soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.

La homogeneidad depende del equipo de compactación empleado, del control de la compactación, así como de la variación de propiedades intrínsecas de una capa a otra de suelo. La impermeabilidad, permanencia de propiedades y la ductilidad se logran en forma más adecuada si se compacta con humedad superior a la óptima como ya se mencionó. También es importante que el revestimiento se construya por capas de no más de 30 cm de espesor y antes de iniciar la colocación se debe regar abundantemente el terreno natural para evitar que absorba el agua del suelo compactado.

#### **2.7.2 CONTROL DE CALIDAD DE LA COLOCACION**

Se requiere para garantizar que se cumplan las especificaciones de proyecto, debiendo poner cuidado en la verificación del contenido de agua, plasticidad y porcentaje de finos, así como del espesor de la capa.

##### **2.7.2.1 COLOCACION DE LA PROTECCION DEL REVESTIMIENTO**

La protección del revestimiento de suelos finos compactados, puede ser con material granular, suelo-cemento o concreto asfáltico, debiendo instalarse lo más rápido posible; mientras el revestimiento no sea protegido deberá regarse para mantener constante el contenido de agua.

### 3 IMPERMEABILIZACION CON MEMBRANAS SINTETICAS

#### 3.1 ANTECEDENTES

El desarrollo de los plásticos o polímeros ha ocasionado el surgimiento de nuevos, y algunas veces económicos materiales de construcción, entendiéndose por plástico aquel material que contiene una sustancia orgánica de gran peso molecular, es sólido en su estado final y en alguna etapa de su fabricación o su procesamiento en artículo terminado se puede formar mediante flujo. Las resinas sintéticas son la principal fuente de plásticos. Desde la aparición del primer plástico, su desarrollo se ha dado de una manera rápida como se puede ver en la tabla 3.1, en la cual se aprecian los plásticos y su año de introducción.

Las membranas sintéticas o geomembranas, son recubrimientos sintéticos impermeables a fluidos y partículas; su comportamiento depende de sus características (muy baja permeabilidad  $k \leq 10^{-11}$  cm/s, deformabilidad, resistencia mecánica y química, así como su deterioro con el tiempo). Se usan en obras de ingeniería civil como pueden ser: almacenamientos para agua potable, lagunas de aguas residuales, revestimientos en canales, fondo y cubierta de rellenos sanitarios, trincheras impermeables, revestimiento de presas, etcétera. La forma en que se utilizan las geomembranas son dos: 1) como recubrimiento cuando se colocan en la interfase entre dos materiales, 2) como barrera cuando se usa en el interior de una masa de tierra. Las geomembranas forman parte de la primera generación de "Geosintéticos", que surge a partir de 1970, cumplen la función de impermeabilizar y desde un punto de vista ecológico protegen el suelo, agua y en general el medio ambiente.

Cuando se requiera que las filtraciones no lleguen al subsuelo, se puede recurrir al empleo de un sistema de impermeabilización con geosintéticos, el cual está formado por un conjunto de materiales sintéticos o naturales, impermeables o permeables que

### TABLA 3.1 HISTORIA DE LOS POLIMEROS

POLIMERO	AÑO DE INTRODUCCION
NITRATO DE CELULOSA	1868
ACETATO DE CELULOSA	1894
FENOL-FORMALDEHIDO	1909
ETERES DE CELULOSA	1912
VINILOS	1927
UREA FORMALDEHIDO	1929
ACRILATOS	1931
FURANOS	1934
POLIESTIRENO	1937
POLIAMIDAS	1938
MELAMINA-FORMALDE.	1939
POLIESTERES	1942
SILICONES	1942
POLIETILENO	1943
FLUROCARBONES	1946
EPOXI	1948
POIIPROPILENO C.	1957
FENOXI	1962

(GEORGET. AUSTIN, 1966)



permiten respectivamente formar barreras al paso de fluidos, así como la detección y canalización de las fugas y filtraciones.

Hay que tener en cuenta que el uso de sistemas de impermeabilización con dos barreras impermeables, no necesariamente es mejor que uno con una sola barrera impermeable; lo anterior dependerá de la calidad y control de la fabricación e instalación de las barreras. Así, por ejemplo un sistema de impermeabilización conformado por geomembrana-arcilla, en el cual esta última no se compacta para no dañar la geomembrana y por lo tanto la arcilla contará con una mayor permeabilidad, puede resultar poco adecuado comparado con una buena solución mediante un sistema único aplicado con un buen control de calidad como puede ser la compactación de arcilla.

### **3.2 FABRICACION DE GEOMEMBRANAS**

Las geomembranas se fabrican con dos tipos de materiales: asfaltos y polímeros, los primeros se obtienen de depósitos naturales o como subproducto de la destilación del petróleo, los polímeros son compuestos químicos de alto peso molecular elaborados por la industria petroquímica, a partir de una reacción química llamada "polimerización", en que moléculas pequeñas de un monómero se unen entre sí y con otras moléculas, formando cadenas muy largas.

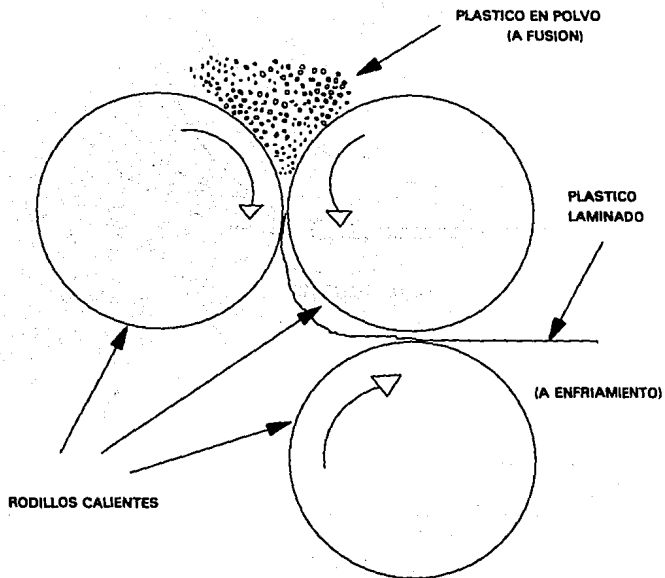
La polimerización se realiza dentro de un recipiente a presión llamado polimerizador o reactor, que cuenta con un mecanismo de agitación y está controlado térmicamente. Un monómero se encuentra en estado gaseoso si la temperatura y la presión son normales y para manejarlo en forma líquida se recurre a bajas temperaturas y altas presiones, por lo que una vez iniciada la reacción de polimerización se generará gran cantidad de calor, mismo que será disipado mediante un sistema de enfriamiento interconstruido en el recipiente de reacción.

El proceso de fabricación de los polímeros, a partir de monómeros y aditivos, se realiza en reactores que aplican calor y presión; los aditivos que se combinan, para la producción de membranas ya sea con asfaltos o polímeros, son para los primeros: rellenos minerales, fibras y elastómeros. Los primeros reducen el costo de la geomembrana y la rigidizan, las fibras, ya sean de asbesto o de vidrio, le dan refuerzo interno; por último, los elastómeros hacen que mejore su comportamiento y resistencia a la intemperie. En los polímeros, además de los aditivos anteriores, también se usan estabilizadores, antioxidantes y fungicidas cuya función es proporcionar una mayor resistencia al intemperismo y envejecimiento.

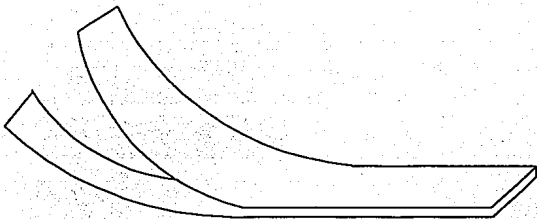
A la planta procesadora o planta de conversión, llegan polímeros y resinas procedentes de las plantas químicas que al mezclarse con otros ingredientes forman a las geomembranas con propiedades determinadas. Cabe mencionar que no existe ninguna proporción en los ingredientes que dé como resultado una geomembrana ideal, es decir, que cuente con todas las propiedades que se puedan desear, ya que en los plásticos y elastómeros existe una relación entre sus propiedades físicas y químicas tal, que al mejorar una propiedad existirá otra que se perjudique.

Las geomembranas se producen en diferentes espesores (0.75 mm a 25.0 mm) y anchos, a partir del proceso de extrusión, calandreo (laminación aplicando presión y calor con rodillos), o bien la impregnación de una tela de soporte con un polímero en forma líquida (figura 3.1).

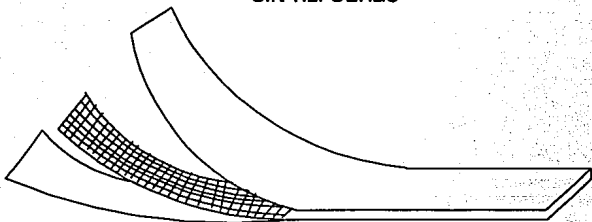
En las membranas más gruesas, con la finalidad de evitar orificios debidos a defectos de fabricación, se opta por superponer varias hojas de las cuales unas son telas de refuerzo, como se indica en la figura 3.2. El refuerzo con tela en las geomembranas, les proporciona una estabilidad contra el punzonamiento, encogimiento y una mayor resistencia al desgarre,



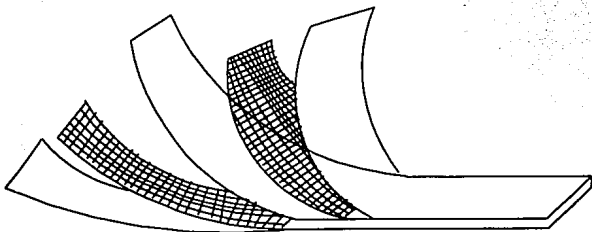
**FIG. 3.1 PROCESO DE CALANDREO**



**SIN REFUERZO**



**3 CAPAS**



**5 CAPAS**

**FIG. 3.2 FABRICACION DE GEOMEMBRANAS**

a la tensión, así como una facilidad en su manejo y empalmes tanto en la fábrica como en campo.

Las telas de refuerzo más usadas son a base de algodón, poliéster, vidrio y nylon, siendo este último el más usado ya que es resistente a soluciones acuosas y organismos del suelo, aunque tiene el inconveniente de tener una baja resistencia a las soluciones ácidas, falta de adherencia a los polímeros y su rápido deterioro con la luz solar; esto último dependiendo del peso de la tela por unidad de superficie, espesor de la capa de cobertura y de su color. El poliéster está en un plano de competencia con el nylon, ya que el primero sí tiene resistencia a los ácidos y a la luz solar, aunque al igual que el nylon tampoco se adhiere a los materiales que constituyen a las geomembranas.

### **3.2.1 MATERIALES DE FABRICACION**

Los polímeros que se utilizan para producir geomembranas se clasifican en: termoplásticos, termoplásticos cristalinos, elastómeros termoplásticos y elastómeros.

Los nombres comunes de los plásticos coinciden muchas veces con los nombres comerciales y a veces se identifican mediante abreviaturas, algunas de las cuales se aprecian en la tabla 3.2. Dentro de los termoplásticos, se encuentran: el Cloruro de Polivinilo (PVC), Cloruro de Polivinilo Resistente al Petróleo (PVC-OR), Cloruro de Polivinilo Nitrilo Termoplástico (TN-PVC), Aleación Interpolímero Etileno (EIA). El Cloruro de Polivinilo (PVC de su nombre en inglés: Polivinyll Chloride), es un material blanco parecido al azúcar granulada; dependiendo de su fabricación al mezclarlo con un plastificante, el resultado es un material con gran flexibilidad, buena resistencia a la abrasión, no es afectado por el ozono y es resistente a varias soluciones químicas, suelen agregarse al compuesto plástico: pigmentos para dar color, estabilizadores ligeros para inhibir el efecto de los

**TABLA 3.2 ABREVIATURAS DE PLASTICOS.**

CLASIFICACION	NOMBRE DEL PLASTICO	ABREVIATURA
TERMOPLASTICOS	CLORURO DE POLIVINILO	PVC
	CLORURO DE POLIVINILO RESIS- AL PETROLEO	PVC-OR
	CLORURO DE POLIVINILO NITRI- LO TERMOPLASTICO	PVC-TN
	ALEACION INTERPOLIMERO ETILENO	EA
TERMOPLASTICOS CRISTALINOS	POLIETILENO	PE
	POLIETILENO DE BAJA DENSIDAD	LDPE
	POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD	HDPE
	POLIPROPILENO	Pp
ELASTOMEROS TERMOPLASTICOS	POLIETILENO CLORADO	CPE
	ALEACION DE POLIETILENO CLORADO	CPE-A
	POLIETILENO CLOROSULONADO O HYPALON	CEPE
	MONOMERO DIENO PROPILENO	
	ETILENO TERMOPLASTICO	T-EPDM
ELASTOMEROS	HULE ISOBUTILENO ISOPRENO O HULE BUTILO	IIR
	MONOMERO DIENO PROPILENO ETILENO	EPDM
	POLICLOROPRENO O NEOPRENO	CR
	HULE HIPOCLOROHIDRINO	CO

rayos ultravioletas (UV) del sol, estabilizadores al calor y diluyentes.

Las membranas de PVC se fabrican en espesores de 10 a 80 mils (1 mil=0.025 mm), es decir de 0.25 mm a 2.0 mm y es fácil unir sus juntas. Estas membranas, al paso del tiempo, van perdiendo el plastificante, ya sea por extracción de agua, por volatilización térmica o por ambos, ocasionando que se vuelvan rígidas. Los cambios anteriores se presentan junto con un aumento en la resistencia a la tensión y en la dureza, volviendo frágil a la membrana. Por lo anterior el PVC tiene un comportamiento desfavorable ante el envejecimiento, por lo que sólo se usa expuesto a la atmósfera en instalaciones temporales, de menos de dos años. Se deben proteger las geomembranas de PVC con un relleno de suelo de 10 a 15 cm de espesor mínimo, ya que el PVC si se cubre adecuadamente con una capa de tierra trabaja satisfactoriamente y su duración dependerá de la temperatura a la que se encuentre expuesta. En años recientes, por medio de la incorporación de otros materiales, se han obtenido membranas de PVC capaces de resistir más de 10 años expuestas al medio ambiente.

Entre los termoplásticos cristalinos están: el Polietileno de Baja Densidad (LDPE), Polietileno de Alta Densidad (HDPE), Aleación de Polietileno de Alta Densidad (HDPE-A), Polipropileno (Pp), y Poliolefina Elastizada.

La resina de Polietileno se obtiene al alimentar el reactor con el monómero de etileno, al igual que el PVC es de color blanco, con apariencia de azúcar granulada o pulverizada. A diferencia del PVC, el Polietileno (PE) no necesita un plastificante, ya que su rigidez es tal que no se puede modificar; al aumentar el espesor de la película de PE, se hace más rígida, teniendo un espesor máximo de uso práctico de 2.5 mm. El PE tiene baja resistencia a los hidrocarburos y a los aceites, así como al

ozono, por esto último no se debe dejar al aire libre salvo en instalaciones temporales de menos de un año. La película de polietileno, si se expone al sol, tiene solamente una vida de un año debido a la acción de los rayos solares que causan las roturas provocadas por la carga de trabajo y el encogimiento que sufre el material. Se obtiene una mayor duración si se entierra el revestimiento. Al igual que otros polímeros, su resistencia al intemperismo se ha mejorado, obteniendo materiales con durabilidad del orden de 10 años.

El PE no se puede unir con adhesivos líquidos, calor ni con técnicas de empalmado electrónico, siendo la forma de unir este material con cinta adhesiva, con algún material adherible (junta no permanente), o con extrusión del mismo polímero (soldadura). Quedan comprendidos en los elastómeros termoplásticos: Polietileno Clorado (CPE), Aleación de Polietileno Clorado (CPE-A), Polietileno Clorosulfonado o Hypalon (CSPE), Monómero Dieno Propileno Etileno Termoplástico (T-EPDM).

El polietileno clorado se obtiene de la cloración del polietileno de alta densidad, obteniéndose así un material parecido al PVC en su composición, pero con mejor resistencia a los agentes climáticos; otra ventaja de este material es que se puede unir con todas las técnicas usuales de junteo (ver 3.4.4) y además se puede unir con membranas de PVC.

El hypalon es una resina de polietileno clorosulfonatado que se produce al reaccionar el etileno con el cloro y el azufre dando lugar a un hule vulcanizable con alta resistencia al ozono y al punzonamiento, se fabrican en espesores de 30 a 60 mils (0.75 y 1.52 mm), también se pueden unir con cualquier método de junteo de los mencionados en la figura 3.3.

Los elastómeros o hules son: Hule Isobutileno Isopreno o hule butilo (IIR), Monómero Dieno Propileno Etileno (EPDM),



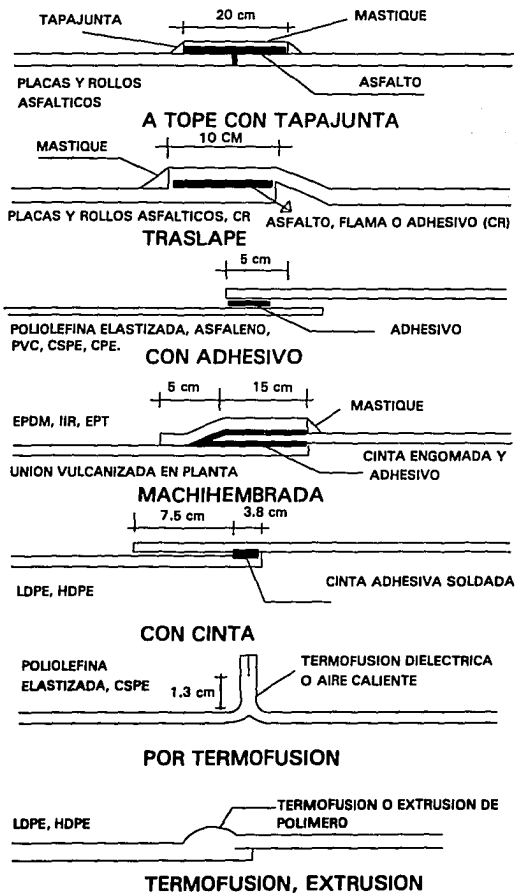


FIG. 3.3 UNIONES CON GEOMEMBRANAS

Policloropreno o neopreno (CR), Hule Epiclorohidrido (Co ó CO). El hule butilo proviene de una reacción de copolimerización, el monómero básico es el isobutileno, el cual se polimeriza con pequeñas cantidades de isopreno; es resistente al envejecimiento producido por el calor, luz solar y el ozono, es impermeable incluso a los gases, flexible e inerte al ataque químico. El hule butilo tiene una vida útil, expuesto a los elementos de por lo menos 15 años, no se tiene que enterrar como el PVC, lo que reditúa en un ahorro para su ya alto costo en comparación con los demás, aunque a la larga por su duración resulta ser económico. Una ventaja adicional que tiene es la fácil localización y reparación de una rotura, ya que en materiales enterrados es muy difícil.

El monómero dieno propileno etileno (EPDM), es el único material que puede emplearse para altas temperaturas de hasta 80 ó 100°C. El neopreno, es producto de la polimerización del cloropreno, su costo es alto, pero presenta una buena resistencia a los hidrocarburos, ácidos y otros productos químicos. Se fabrica en espesores de 20 y 45 mils (0.5 y 1.125 mm).

### **3.3 TIPOS DE GEOMEMBRANAS.**

Las geomembranas, como se mencionó, suelen reforzarse con un geotextil que le proporciona estabilidad durante su fabricación, incremento de su resistencia mecánica y de su módulo de rigidez, así como una estabilidad en sus dimensiones contra la contracción o expansión, durante los cambios en las condiciones del medio ambiente como la temperatura, atendiendo a lo anterior y al lugar la clasificación de las geomembranas se hace teniendo en cuenta su forma de fabricación y la presencia o ausencia de refuerzo interno. Así se distinguen **ELABORADAS EN EL LUGAR SIN REFUERZO**, que se hacen aplicando por aspersión asfaltos o polímeros en estado líquido como el poliuretano, directamente sobre suelos o concretos; **ELABORADAS EN EL LUGAR CON REFUERZO**, en ésta se aplica por aspersión el producto impermeabilizante

sobre un geotextil; **ELABORADAS EN PLANTA SIN REFUERZO**, fabricadas por medio de extrusión o calandreo, (obteniéndose por este último hojas de espesor más uniforme), o por aspersión sobre una hoja de soporte; y **ELABORADAS EN PLANTA CON REFUERZO**, por lo general se fabrican por aplicación del polímero a un textil o por calandreo con éste, el último tipo por lo común está formado por varias capas, en que las exteriores están constituidas por el polímero y en medio se encuentra el refuerzo.

#### **3.4 METODOS DE EMPALME.**

Puesto que las geomembranas cumplen la función de impermeabilizar almacenamientos, es de esperarse que al forrar sus diferentes partes (totalidad de los taludes, fondo y trincheras de anclaje), las uniones que se realicen sean tales que garanticen una impermeabilidad aceptable.

Debe ser posible unir a las geomembranas por uno o más métodos, de manera que sea fuerte y químicamente resistente, además de cumplir los siguientes requisitos:

- El empalme debe ser con el componente de la membrana.
- La resistencia y durabilidad de la junta deben ser igual o mayor a la de la geomembrana.
- Se tendrá en cuenta que el método de unión no debe debilitar la geomembrana.
- Las uniones deben ser continuas a todo lo largo de la junta.
- El método seleccionado debe ser capaz de realizarse en campo.

Las uniones de geomembranas se hacen recurriendo a diferentes técnicas, que se pueden dividir en dos: 1) las uniones realizadas en planta, que son más confiables y 2) las realizadas en el lugar en donde al no existir las condiciones óptimas que se requieren para realizarlas, son menos confiables; por lo anterior se debe buscar siempre tener el mínimo número de juntas a realizar en el campo. Dentro de los principales métodos que se usan para la unión de juntas están el dieléctrico (soldadura electrónica), térmico, unión con

solventes, unión con adhesivos, ultrasonido y soldadura conextrusión.

#### **3.4.1 METODO DIELECTRICO.**

Se basa en la transmisión de ondas de alta frecuencia y energía, en el intervalo de 30 a 40 MHz, aplicadas a través del traslapo de los dos tramos a unir, en un tiempo de 2 a 5 segundos, el cual es suficiente para generar el calor necesario para que el material se vuelva termoplástico y fluya hasta formar una junta homogénea. Tiene como ventaja que el calentamiento a través de la unión es uniforme, rápido y puede detenerse instantáneamente.

Es aplicable para termoplásticos elaborados a partir de monómeros polarizables como el PVC y al hypalon, pero no a polietilenos aunque se realizan investigaciones para poder aplicar esta técnica en el PE. Esta técnica se emplea sólo en planta.

#### **3.4.2 METODO TERMICO**

Se usan dos fuentes de calor, una por debajo y otra arriba del traslapo; al aplicar presión el material se vuelve termoplástico, se necesita un riguroso control del calor, presión, así como del tiempo de aplicación de ambos, ya que un exceso de cualquiera de ellos puede debilitar localmente la geomembrana y facilitar así roturas posteriores al presentarse esfuerzos de tensión. El punto de fusión del polietileno tiene un intervalo reducido de variación, por lo que la unión de películas de este producto con calores resulta ser un proceso difícil de controlar. No puede aplicarse a geomembranas gruesas de más de 1 mm; esencialmente es un método aplicable en planta, aunque se han desarrollado equipos para usarlos en campo, en particular con el hule butilo.

##### **3.4.2.1 VULCANIZACION CON CALOR O ADHESIVOS.**

La vulcanización se realiza en planta aplicando altas temperaturas y azufre, para crear ligas que formen la junta; debe controlarse la temperatura, presión y unión en la junta. Este

proceso se aplica a los elastómeros como el hule isobutileno, isopreno o hule butilo (IIR), monómero dieno propileno etileno (EPDM), policloropreno o neopreno (CR).

La vulcanización con adhesivos se hace en planta o en campo y dicho adhesivo esta formado por un polímero base y por agentes vulcanizadores. Los fabricantes generalmente suministran un adhesivo, cintas base engomadas de hule y una lengüeta sellante.

#### **3.4.2.2 AIRE CALIENTE.**

Es aplicable a las resinas termoplásticas en planta y campo. Se basa en aplicar una corriente de aire o nitrógeno caliente ( $\approx 375^{\circ}\text{C}$ ), directamente entre las dos membranas para fundir las superficies, mismas que se unen con presión hasta que se enfrían y endurecen la junta. Se aplica a muchos materiales termoplásticos y requiere una habilidad del operador del cañón de aire ya que el aire caliente puede oxidar y degradar la superficie de la membrana; este procedimiento se ve afectado por el clima, pudiéndose obtener velocidades de 1 m/min en obra, con equipos automáticos.

#### **3.4.2.3 ZAPATA CALIENTE.**

Hay tres formas básicas, la primera consiste en presionar las hojas de geomembranas con un par de mordazas que se calientan rápidamente, para fundir y unir ambas hojas, las cuales se mantienen presionadas hasta que el polímero se solidifica y forma la unión. Este proceso se repite y controla de modo que el polímero fundido tenga una exposición mínima al aire lo cual reducirá la oxidación y fragilización.

La segunda forma se puede usar manualmente en campo, consiste en aplicar calor y presión por medio de rodillos para fundir ambos lados de la unión.

Los dos procedimientos anteriores están limitados a pequeños espesores, ya que el calor pasa a través del espesor de la geomembrana.

La tercera consiste en pasar una hoja o cuchilla metálica caliente entre las hojas, lo que funde las superficies e inmediatamente después se aplica presión con rodillos para unir las superficies fundidas y lograr uniones homogéneas. Se aplica en planta y campo para realizar uniones rectas con espesores mayores a 0.76 mm, en materiales como el polietileno de alta densidad (HDPE), polietileno de baja densidad (LDPE), polipropileno (PP) y en termoplásticos reforzados.

Para estos tres métodos, se requiere que los polímeros cristalinos sean precalentados para evitar su termochoque (microagrietamiento); por lo general se usa aire caliente en el precalentamiento. Las mordazas, rodillos o zapatas se calientan con electricidad. Se realizan una o dos zonas de fusión, últimamente se ha preferido la unión con dos zonas, dejando un hueco para que se aplique aire a presión, para verificar la calidad del junteo.

Por lo general, la temperatura a que se calienta el polímero es de 375 °C aproximadamente, no se aplica a reparaciones o juntas de detalle, se obtienen velocidades de 1 a 2 m/min en campo.

### **3.4.3 UNIÓN CON SOLVENTES.**

Este método, se basa en disolver el material constitutivo de la geomembrana mediante un solvente, que al aplicarlo en las superficies que se desean unir y ponerlas en contacto, con presión constante o rodillos manuales, se formará la unión entre 5 min y 1 h, logrando alcanzar su máxima resistencia una vez que se evapora todo el solvente (28 días aproximadamente). Tiene el inconveniente de no controlar bien la disolución dando lugar a la presencia de zonas locales en donde la acción del solvente no alcanza a disolver a la geomembrana o bien demasiado solvente que

puede provocar una disolución excesiva de la geomembrana, por lo que se requiere que el solvente o mezcla de solventes sea compatible con el polímero de manera que se disuelva rápidamente la superficie de la membrana (10% del espesor). Este método se usa tanto en planta como en el campo, a materiales termoplásticos no cristalinos, en particular para películas de PVC. En altas temperaturas, el solvente se evapora con rapidez; este método se ve afectado por la temperatura, humedad y viento, se aplica a reparaciones.

#### **3.4.3.1 SOLVENTE INTEGRAL.**

Parecido al anterior se aplica a materiales termoplásticos, en este procedimiento el solvente está elaborado con el polímero disuelto, el cual se aplica a ambas superficies y se unen cuando se sienten pegajosas aplicando presión con rodillos; se deben evitar las burbujas y dobleces en la junta. Una ventaja con respecto al solvente normal es que al evaporarse el polímero rellena los vacíos e imperfecciones. Es aplicable en campo y en reparaciones, es la técnica común para el polietileno clorado (CPE), polietileno clorosulfonado o hypalon (CSPE) y el cloruro de polivinilo (PVC), en planta y obra.

#### **3.4.4 UNION CON ADHESIVOS.**

Se emplean varios tipos de adhesivos, entre los que figuran las resinas epóxicas de dos ingredientes y sistemas basados en cintas adhesivas, de estas últimas algunas juntas que se pueden realizar son: a) traslape con adhesivo, b) traslape con cinta engomada, c) unión machiembrada (ver la figura 3.3).

##### **3.4.4.1 ADHESIVO SOLVENTE.**

Es una resina termoplástica que se evapora formando una unión por adhesión; se aplica a los polímeros termoplásticos. Mientras el adhesivo está húmedo las superficies deben mantenerse unidas con presión; es un método de campo.

#### **3.4.4.2 ADHESIVO O CEMENTO DE CONTACTO.**

A las superficies por unir se les aplican estas resinas termoplásticas, permitiendo que sequen hasta que estén pegajosas, para entonces unir las y aplicar presión por medio de rodillos. Debido a que una vez unidas las hojas no pueden separarse sin dañar el cemento, se deben alinear perfectamente las geomembranas antes de unir las; es un método de campo.

#### **3.4.4.3 CINTAS.**

Esta técnica de las cintas adhesivas se aplica generalmente a las membranas de polietileno, hay que tener presente que las juntas obtenidas no son permanentes y que las cintas adhesivas no cuentan con la misma resistencia a los productos químicos ni a los solventes que el polietileno, por lo que prácticamente ya no se usan. Consiste en una tira con adhesivo de contacto en ambas caras que se coloca entre las geomembranas y se adhiere con una ligera presión. Actualmente se emplean como auxiliares para mantener las hojas de polietileno en posición.

#### **3.4.5 UNION CON SOLDADURA ULTRASONICA.**

Es de lo más reciente, consiste en aplicar energía ultrasónica para disipar la energía vibratoria en el contacto entre las geomembranas, provocando la fusión del polímero como resultado del calor generado por la actividad friccionante. Una vez que se han fundido las superficies, se les aplica presión con rodillos para formar la junta con ancho de 2.5 a 5.0 cm. El ultrasonido es generado por una bocina a frecuencias de 20 a 40 kHz y pueden unirse membranas de 1.0 a 1.5 mm de espesor a velocidades del orden de 1 m/min.

#### **3.4.6 SOLDADURA CON EXTRUSION.**

Consiste en la extrusión de polietileno fundido, de las mismas características que el de la geomembrana, el cual se coloca entre las hojas o en el borde de alguna formando un filete del polímero. El polietileno de aportación se funde por varios procedimientos, uno de ellos consiste en inyectar aire caliente



en el interior del traslapo para limpiar y calentar las superficies, luego del chorro de aire caliente, se va colocando una tira de polímero fundido extruido a presión por una boquilla y por último un rodillo que va atrás del extrusor, presionando las hojas para que se fundan con la tira.

Otro procedimiento para campo, es un extrusor manual alimentado por una varilla o píldoras del polímero que son fundidas, se coloca un filete fundido en el borde del traslapo de las dos geomembranas a unir. Para este procedimiento se aconseja limpiar la superficie interior de la geomembrana y esmerilarla, así como achaflanar la superior.

En el primer procedimiento, el polímero extruido se coloca a una temperatura de 230 °C y la tira tiene un espesor de 60 $\mu$  con relación a la geomembrana; la velocidad de la unión es de 1 a 2 m/min y no es aplicable a reparaciones. En el segundo procedimiento, el filete se aplica a 250 °C y se logra una velocidad de 0.6 m/min, para espesores de 1 a 3 mm. Estos métodos son aplicables a los polietilenos (HDPE, LDPE), polipropileno (PP) y cloruro de polivinilo (PVC).

#### **3.4.7. UNION DE PLACAS Y ROLLOS ASFALTICOS.**

Para unir geomembranas asfálticas, se emplean placas calientes o la aplicación de una flama, con o sin suministro de asfalto líquido o mastique asfáltico.

Con excepción de los paneles asfálticos, todas las uniones hechas en el campo deben ser perpendiculares al pie del talud, no obstante lo anterior las uniones de alta resistencia como las que se consiguen con algunas formulaciones de hypalon, se pueden colocar en cualquier dirección.

De todos los métodos anteriores, aquellos que involucren la aplicación de calor sólo son aplicables a los polímeros

termoplásticos, ya que tienen la característica de poder fundirse y moldearse un número indeterminado de veces. En estos procedimientos en que se aplica calor por cualquier procedimiento, se deben precalentar las superficies a unir para reducir el riesgo de termochoque. Los factores que afectan estos procedimientos son: calidad de la membrana, espesor, limpieza de la superficie, ancho de la unión, humedad relativa, velocidad de la soldadura, temperatura de precalentamiento, temperatura del filete o tira de extrusión, temperatura del aire, presión aplicada, calibración del equipo y experiencia del operador.

En la tabla 3.3 y 3.3 a se resumen los métodos de unión en campo, para polímeros de diferentes espesores.

### **3.5 SELECCION DEL TIPO DE GEOMEMBRANA**

Todas las geomembranas como materiales plásticos de construcción tienen sus limitaciones, pero teniendo cuidado al seleccionarlás debidamente en base a las propiedades y características que se requieran, se pueden emplear adecuadamente; de tal manera que el emplear una geomembrana u otra depende de la combinación de las siguientes propiedades: coeficiente de permeabilidad, espesor, compatibilidad química con el fluido que se contendrá, temperatura de operación, exposición a la intemperie, etc. Por el lado de las propiedades mecánicas hay que hacer un análisis de esfuerzos a que se verá sometida la geomembrana, causados entre otras cosas por el peso propio del geosintético, el peso del relleno, el impacto de objetos sobre todo durante la instalación, el peso del material sobre la geomembrana en los taludes, el riesgo de la perforación con objetos del suelo donde se coloca, los asentamientos del suelo de cimentación, la presión de gases bajo ella, etcétera.

Los criterios a tomar en cuenta en la selección del tipo de revestimiento son:

### TABLA 3.3 METODOS DE UNION PARA GEOMEMBRANAS

POLÍMERO BASE DE LA MEMBRANA	METODOS TERMICOS									
	SOLVENTE	SOLVENTE ORGANICO	ADHESIVO SOLVENTE	ADHESIVO CONTACTO	VULCANIZADO CON ADHESIVO	OBRA	ARE CALIENTE	INFRAR CALIENTE	DELECTRICO	RETUSION (FUSION)
TERMOPLASTICO	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
PVC	X		X	X		X	X		X	
ETIL.PVC (EUPVC)	X		X	X		X	X		X	
TERMO. OPACULADO										
LDPE				X		X	X	X		
HDPE				X		X	X	X		X
ELASTOMEROS										
IR				X		X				
EPDM				X						
CR				X						
ELAST. TERMOPLAST.										
CPE	X	X	X	X		X	X		X	
CPPE	X	X	X	X		X	X		X	

P = JUNTA EN PLANTA

O = JUNTA EN OBRA

**TABLA 3.3 (a) METODOS DE UNION EN CAMPO Y ESPESORES DE POLIMEROS**

<b>MATERIAL</b>	<b>ESPESOR mm</b>	<b>METODOS DE UNION</b>
PLACA Y ROLLO ASFALTICO	3.00 A 25.4	ASFALTO LIQUIDO O FLAMA
CLORURO DE POLIVINILO (PVC)	0.25 A 2.0	ADHESIVO O SOLVENTE
POLIETILENO (HDPE, LDPE)	0.51 A 2.54	SOLDADURA
POLIETILENO CLORADO (CPE)	0.76 A 1.27	ADHESIVO O SOLDADURA
POLIETILENO CLOROSULFONADO (CSPE)	0.76 A 1.27	ADHESIVO O SOLDADURA
POLIOLEFINA ELASTIZADA		ADHESIVO O SOLDADURA
HULE BUTILO (IR)	1.01 A 1.52	CINTA ADHESIVA O VULCANIZADO
TERPOLIMERO PROPILENO ETILENO (EPT)	0.76 A 1.27	CINTA ADHESIVA
MONOMERO DIENO PROPILENO ETILENO (EPDM)	0.51 A 1.02	CINTA ADHESIVA
POLICLOROPRENO O NEOPRENO (CR)	0.51 A 1.52	ADHESIVO O VULCANIZADO
ASFALENO	0.25 A 0.38	ADHESIVO ASFALTICO

(KOERNER, 1985; MODIFICADO)

- a) La economía del revestimiento.
- b) Alta resistencia a la tensión, flexibilidad y elongación sin falla.
- c) Resistencia a la abrasión, al punzonamiento así como al líquido almacenado.
- d) Resistencia al intemperismo, a variaciones de temperatura y al medio ambiente en general.
- e) Inmunidad al ataque de bacterias y hongos.
- f) Densidad > 1.0.
- g) Espesor mínimo de 20 mils (0.5 mm).
- h) Color negro para resistir mejor los rayos ultravioletas.
- i) Composición uniforme y ausencia de defectos físicos.
- j) Que sea fácil de reparar.

A nivel mundial, diversos organismos como es el caso de la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos realizan diversas pruebas en los diferentes tipos de geomembranas, con la finalidad de reportar sus propiedades, algunas de las cuales se pueden ver en la tabla 3.4. Existe una discrepancia de criterios en cuanto a la compatibilidad química del líquido almacenado y el material de la geomembrana, de tal manera que la selección de ésta dependerá también, como ya se dijo, del líquido que contendrá. En la tabla 3.5 se pueden apreciar el comportamiento que presentan las diversas geomembranas, dependiendo de la sustancia que contienen.

Una vez seleccionado el tipo de geomembrana, se calcularán las dimensiones de la misma, para lo cual se tomará en cuenta obviamente, la superficie a cubrir, empalmes, así como un factor de desperdicio del 5%.

### **3.6 INSTALACION DE GEOMEMBRANAS**

Independientemente del tipo de geomembrana que se haya seleccionado, al igual que toda obra la instalación debe comenzar con una serie de trabajos previos, encaminados a preparar el sitio de disposición del revestimiento.

**TABLA 3.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES  
UTILIZADOS EN GEOMEMBRANAS**

PROPIEDAD	LDPE	HDPE	PVC	CPE	Pp	IRR	CSPE	EPDM
DENSIDAD	0.92 A 0.94	0.94 a 0.98	1.24 a 1.30	1.35 a 1.39	0.90 a 0.91	0.92 a 1.25	1.4 a 1.5	1.15 a 1.21
RESISTENCIA A LA TENSION (kg/cm <sup>2</sup> )	91 A 176	160 a 337	176 a 246	127 minimo	281 a 2250	70 a 281	70 a 141	91 a 105
DEFORMACION A LA FALLA (%)	200 A 800	10 a 650	250 a 350	375 575	40 a 400	300 minimo	300 a 500	300 minimo
DUREZA SHORE 'A'	n.d.	n.d.	65 a 75	65 a 75		45 a 80	55 a 85	50 a 70
TEMPERATURA DE OPERACION (°C)	-57 a 82	-57 a 116	-51 a 93	-40 a 93	-51 a 104	-46 a 103	-43 a 93	-50 a 149
RESISTENCIA A ACIDOS	P a B	B	B a E	B a E	B a E	B	B a E	B a E
RESISTENCIA A BASES	B a E	B a E	B a E	B a E	B a E	B	B a E	B a E
RESISTENCIA A SOLVENTES OXIGENADOS	P a B	P a B	B	P	P	B a E	B	B a E
RESISTENCIA A SOLVENTES AROMATICOS Y HALOGENADOS	R a B	R a B	B	P	B	P	R	P
RESISTENCIA A SOLVENTES ALIFATICOS (PETROLEO)	R a B	R a B	B	B	B	P	B	P
PERMEABILIDAD AL VAPOR DE AGUA (E-14 m/h)	4.3 a 19.9	2.6 a 3.1	4.3 a 25.6	0.06 a 0.07	0.36 a 1.42	0.21	2.9	2.9
RESISTENCIA AL INTemperismo	P (a/p)	P (a/p)	P a R	E	P (a/p)	B	E	E
TIEMPO DE AGRIETAMIENTO (hr)	900	300	no ocurre a 2500	sin efecto a 4000	100	sin efecto mas de 2500	sin efecto mas de 1000	sin efecto mas de 1000
TIEMPO DE DESINTEGRACION (hr)	sin efecto a 2500	900	300	sin efecto a 4000	900	sin efecto mas de 2500	sin efecto mas de 1000	sin efecto mas de 1000
TIEMPO DE DECOLORACION (hr)	300	300	100	sin efecto a 4000	900	sin efecto mas de 2500	sin efecto mas de 1000	sin efecto mas de 1000
ESPERANZA DE VIDA (años)						> 20	> 20	15 a 20
INSTALACION A LA INTemperIE	NO	No	No	SI	No	SI	SI	SI

P = pobre, R = regular, E = excelente, a/p = sin protección contra intemperismo, n.d. = no disponible (pruebas ASTM)

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1976 MODIFICADO

## TABLA 3.5 COMPATIBILIDAD DE REVESTIMIENTOS CON ALGUNAS SUSTANCIAS

	FE	CEPE	PVC	SP	OF	TABLEROS ASFALTOS	CONCRETO ASFALTO	CONCRETO	ACERO	CFE	POLIETILENO ELASTICO
AGUA	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	PC	OK	OK
ACIDOS ANORGANICOS	SI	SI	SI	SI	SI	C	C	NR	OK	OK	OK
ACIDOS DE PETROLEO	SI	C	NR	NR	SE	NR	NR	SI	OK	OK	OK
AGUAS RESINAS*	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	OK	OK	OK
SOLUCIONES SALINAS	SI	SI	SI	SI	SI	SI	C	NR	NR	OK	OK
SOLUCIONES SANE	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	C	OK	OK	OK
ACIDOS LIBRES	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NR	NR	OK	OK
ACIDOS ORGANICOS	NR	NR	NR	NR	C	NR	NR	NR	NR	NR	NR
SALIZONA	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	C	NR	OK	OK
ACIDOS DE PETROLEO	C	NR	NR	NR	NR	NR	NR	SI	OK	NR	NR

MIDDLEBROOKS, E. J., 1978

\* DOMESTICAS

SI = GENERALMENTE SATISFACTORIO  
C = CUESTIONABLE  
NR = NO SE RECOMIENDA

SR = SE RIGIDIZA  
SE = SE EXPANDE  
PC = SE SUGIERE PROTECCION CATORICA

### **3.6.1 PREPARACION DEL LUGAR.**

Teniendo siempre en mente el causar el menor daño posible a las geomembranas durante su instalación, se debe escoger un sitio que ofrezca buenas condiciones de estabilidad del terreno; así se buscará colocarlos sobre una superficie sin discontinuidades ni afloramientos de ramas, piedras, desperdicios u otros objetos que pudieran rasgarla o perforarla, tanto en el fondo como a los lados de la instalación. Esta superficie puede ser de concreto, concreto lanzado, concreto asfáltico o suelo (limo o arena fina). Por lo que respecta a esta última superficie debe nivelarse y compactarse con rodillo, a fin de evitar una concentración de esfuerzos en determinados puntos de la geomembrana (depresiones y montículos). También como un trabajo previo, y dependiendo del tipo de vegetación que se desarrolle en la zona, se tratará con el herbicida adecuado para evitarla.

Adicionalmente, cuando existan condiciones tales que puedan producir emanaciones de gases hacia la superficie, como por ejemplo la instalación del revestimiento sobre materiales en descomposición (residuos orgánicos y pantanos), se preverá el desalojo hacia los lados de las emanaciones gaseosas, ya que éstas no podrán atravesar el revestimiento impermeable; este desalojo se lleva acabo dejando el fondo con una ligera inclinación y colocando debajo de la geomembrana un geotextil o capa de suelo permeable al gas. También se instalan respiraderos en los taludes arriba del nivel del fluido almacenado y para evitar que el revestimiento sufra desplazamientos se lastrará recubriéndolo con una capa de suelo; de igual forma si existe un nivel freático muy superficial, tal que pueda producir levantamiento en algunas partes del revestimiento, se construirán drenes con la finalidad de impedir la acumulación del agua por debajo de la geomembrana.

Durante la excavación del almacenamiento se observarán las siguientes recomendaciones:



- 1) La superficie terminal deberá estar libre de rocas, raíces, baches o irregularidades que causen puntos de tensión.
- 2) La carga que transmitirá el almacenamiento, no debe provocar asentamientos en la base.
- 3) Si por la naturaleza del subsuelo, al terminar la excavación se obtiene una superficie con afloramientos de áreas rocosas, se cubrirán con una capa de arena, suficiente para dejar una superficie más pareja.
- 4) La inclinación de los taludes, está determinada por el tipo de suelo; como norma general no debe exceder de 2:1, aunque las membranas muy flexibles pueden colocarse en taludes 1:1 e incluso en forma vertical.
- 5) Los taludes estarán lisos y sin salientes angulosas de rocas.
- 6) Se compactará la base así como los taludes y antes de colocar la geomembrana se humedecerá toda aquella superficie que estará en contacto con ella.

#### **3.6.2 COLOCACION DE LA GEOMEMBRANA.**

Debe contemplar la optimización de los recursos con que se cuente, tanto en equipo como en mano de obra, así como el menor manejo posible de la geomembrana, la cual generalmente es embarcada en rollos o en dobleces como acordeón en ambos sentidos, para una fácil extensión, primero a lo largo y posteriormente a lo ancho. Para dicha extensión se puede usar un camión o bien un montacargas, poniendo la geomembrana en la parte de carga de éstos, de modo que la dimensión larga de la geomembrana quede transversal a la plataforma y de esta manera poder transportarla al lugar de instalación, una vez ahí y ya sin el embalaje se extiende un extremo y se mueve el camión hacia adelante mientras se va desenvolviendo, en la primera sección se buscará que uno de sus extremos se ancle, para lo cual se

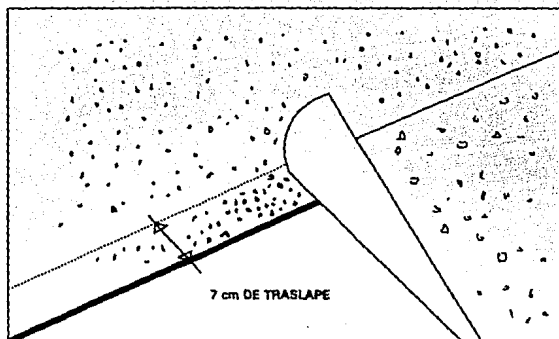
colocará sobre el talud del bordo y posteriormente terminar de desdoblarla hacia abajo del talud; las siguientes secciones se colocarán de una manera análoga salvo en que se encimarán para empalmarse como se ve en la figura 3.4.

Para unir las secciones es necesario el uso de una plataforma de trabajo, la cual puede ser un tablón de 2.5 cm de espesor, 25 cm de ancho y 600 cm de largo, con una cuerda atada a su extremo frontal para poder jalarlo hacia adelante. Este tablón se colocará directamente en el terreno sobre suelo seco, o sobre soportes si el terreno es húmedo; los dos bordes del revestimiento que se van a unir se traslapan entre 5 y 10 cm a lo largo del centro de la línea del tablón. Antes de proceder a unirlos se deben alinear para evitar pliegues y también limpiar de polvo el área a empalmar grasa, tierra o humedad, mediante un cepillo o con un trapo.

Si se emplea el sistema de unión con solvente adhesivo se seguirán los siguientes pasos:

- 1.- Tensar ligeramente la geomembrana mientras se inyecta entre ellas el solvente adhesivo (aproximadamente 35 g por cada 10 m).
- 2.- Después de aplicar el solvente adhesivo con un trapo o brocha se aplica una presión con la mano o con un rodillo de acero transversalmente a la junta.
- 3.- Revisar si alguno de los bordes no selló y de ser así volver a aplicar adhesivo hasta unir completamente los bordes.
- 4.- Desplazar el tablón hacia adelante para sellar la siguiente zona.

Una vez completada la unión, se alcanzará una resistencia aceptable al corte en 15 minutos y la resistencia final al



**FIG. 3.4 TRASLAPE DE GEOMEMBRANAS**

REVESTIMIENTOS SENCILLOS



REVESTIMIENTOS DOBLES



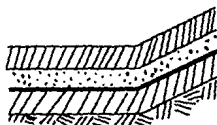
SIMBOLOGIA

—————  
GEOMEMBRANA



□ (stippled pattern)  
CAPA DE DRENAJE

(GRAVA-ARENA O SINTETICO)



▨ (diagonal lines)  
SUELO COMPACTADO DE BAJA K

≡≡≡ (horizontal lines)  
TERRENO NATURAL

**FIG. 3.5 REVESTIMIENTOS USADOS EN ESTANQUES Y RELLENOS**

desprendimiento se alcanzará en varios días hasta que se dé la total evaporación del solvente. Constantemente se revisarán las uniones detenidamente para detectar y resellar cualquier hueco que aparezca en la junta.

Durante la colocación de la geomembrana hay que tener en cuenta la velocidad del viento, ya que puede mover el revestimiento y por consiguiente producir desgarres. Para minimizar los efectos del viento durante la colocación se lastrará con costales rellenos de suelo fino.

### **3.6.3 SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACION Y SUBDRENAJE.**

No existe un material que sea totalmente impermeable, ya que todos presentan una permeabilidad que puede ser de dos tipos: primaria cuando el flujo se da a través de un medio homogéneo y secundaria cuando ocurre a través de discontinuidades. Dado que sabemos de antemano que se presentarán filtraciones, se emplean sistemas de impermeabilización con subdrenaje para obtener una mayor seguridad en cuanto a las filtraciones que sufrirá el revestimiento, mismo que se ha subdividido en:

- 1) Revestimiento sencillo, usado en donde la magnitud y tipo de líquido infiltrado cae dentro de rangos tolerables.
- 2) Revestimiento doble, que cuenta con un sistema de detección y recolección de pérdidas de líquidos; su uso implica un proceso constructivo más elaborado así como una mayor cantidad de recursos (mano de obra, materiales y equipo) lo que se traduce en una solución costosa, razón por la cual sólo debe usarse si el fluido almacenado es altamente contaminante, como es el caso de sitios de disposición de desechos industriales o rellenos peligrosos (ver figura 3.5).

Dependiendo del tipo de suelo, un sistema de subdrenaje para el desalojar el fluido que se pueda llegar a acumular por debajo de

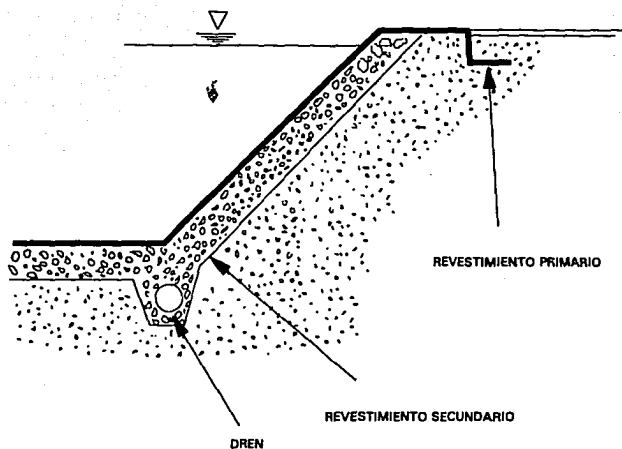
la geomembrana por permeabilidad primaria (infiltración propia del líquido almacenado) o permeabilidad secundaria (a través de discontinuidades), subsana los siguientes problemas:

- a) En suelos heterogéneos, evita que un incremento en el contenido de agua provoque asentamientos diferenciales.
- b) En suelos cársticos, evita disolución y los consecuentes derrumbes.
- c) En suelos con contenido apreciable de yeso, evita la disolución de éste.

Analizando un revestimiento doble como el de la figura 3.6, se puede ver que el revestimiento primario minimiza por sí solo las infiltraciones, debajo de éste hay una capa de drenaje que facilita el paso del líquido infiltrado hacia una segunda geomembrana, cuya función es canalizar las infiltraciones hacia un sistema de subdrenaje constituido por tubos perforados y colocados en trincheras rellenas con material graduado que permita detectarlas y poder tomar medidas correctivas.

### **3.7 PROTECCION**

Por su alto costo, así como el tiempo que se requiere para instalar un revestimiento a base de geomembranas, es conveniente tomar ciertas precauciones encaminadas a protegerlo. Así, las geomembranas delgadas sensibles a la radiación solar y las expuestas a daños mecánicos o vandalismo, se deben recubrir con una capa de suelo la cual, en los taludes debe ser permeable y protegida contra la erosión con grava; para que estas protecciones se puedan mantener sin deslizarse es necesario que la pendiente no sea mayor de 3:1. Cuando las geomembranas sean gruesas, resistentes y no vayan a estar sujetas a daños mecánicos, su protección consistirá únicamente en llenar el almacenamiento con un tirante tal que evite los efectos del sol



**FIG. 3.6 SISTEMA DE DOBLE IMPERMEABILIZACION  
CON SUBDRENAJE**

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

sobre el revestimiento.

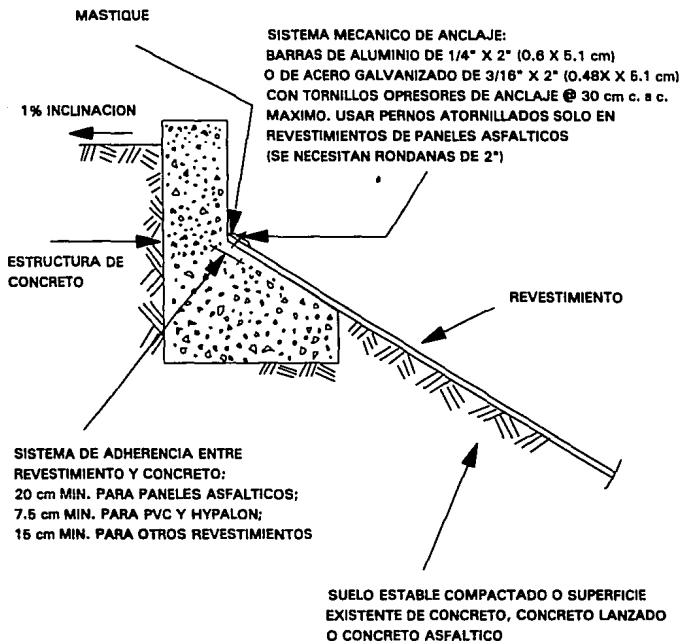
Para la colocación de la protección, consistente en suelo sobre los lados y el fondo del almacenamiento, se puede recurrir a cucharones de almeja, cargadores frontales, topadoras, motoconformadoras, etc. No obstante que algunos revestimientos son resistentes, por ningún motivo el equipo debe desplazarse directamente sobre ellos. Además hay que decirles a los operadores que si durante la colocación del material de protección se llegará a causar algún daño a la geomembrana, se reporte, con la finalidad de repararlo.

### **3.8 DETALLES CONSTRUCTIVOS.**

Para anclar la geomembrana en la parte superior del talud existen dos sistemas: a) formal y b) rústico.

a) El anclaje formal consta de pernos de fijación de 12 mm separados de 15 a 30 cm c.a c. y de una barra de anclaje de 6.3 x 51 mm de sección transversal. Puesto que estará en contacto con el líquido almacenado, por lo general la barra es de una aleación de aluminio, aunque también se usa acero galvanizado y acero inoxidable ya que no presentan problemas de corrosión galvánica. Los pernos se colocan en el concreto del deflector de olas (ver figuras 3.7 y 3.8) o si no existe, se cuele previa excavación de una trinchera, una viga de concreto (ver figura 3.9) de 15 cm de ancho como mínimo y con una varilla de refuerzo para evitar el agrietamiento. En el paso de la corona al talud se debe colocar una tira de protección de 30 cm de ancho aproximadamente entre el revestimiento y el concreto, como protección contra rasgaduras, bordes afilados y la rugosidad propia de la viga.

b) El sistema rústico se hace excavando una zanja en todo el perímetro del almacenamiento adyacente a la corona del talud, de sección transversal en forma de U. La zanja tendrá una profundidad de entre 30 y 40 cm, la cual es suficiente para

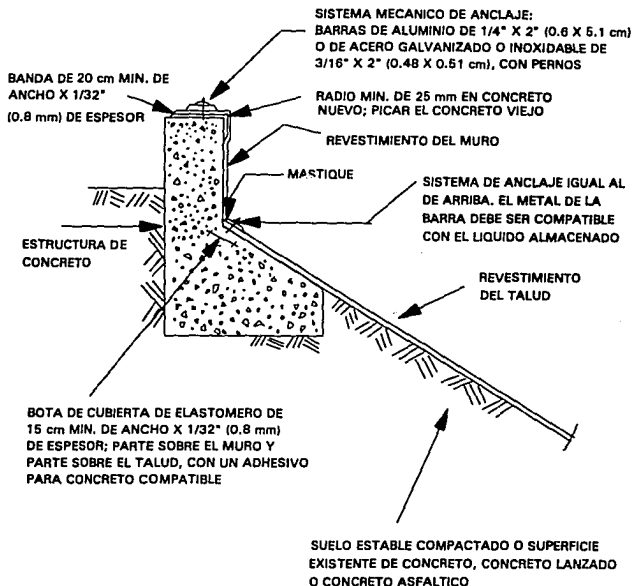


**NOTAS:**

- 1.- LA SUPERFICIE DEL CONCRETO DEBE SER TERSA Y LIBRE DE TODO COMPUESTO DE CURADO
- 2.- USAR UNA JUNTA DE 1/32" X 2" (0.06 X 5.1 cm) COMO MINIMO (EL MATERIAL DEBERA SER COMPATIBLE CON EL REVESTIMIENTO) ENTRE LA BARRA Y EL REVESTIMIENTO;  
 NO SE NECESITAN JUNTAS ENTRE PANELES ASFALTICOS NI EN OTROS TIPOS DE REVESTIMIENTOS DE MAS DE 0.04" (1 mm) DE ESPESOR

**FIG. 3.7 DETALLE DE ANCLAJE SUPERIOR (1)  
 PARA CUALQUIER REVESTIMIENTO**



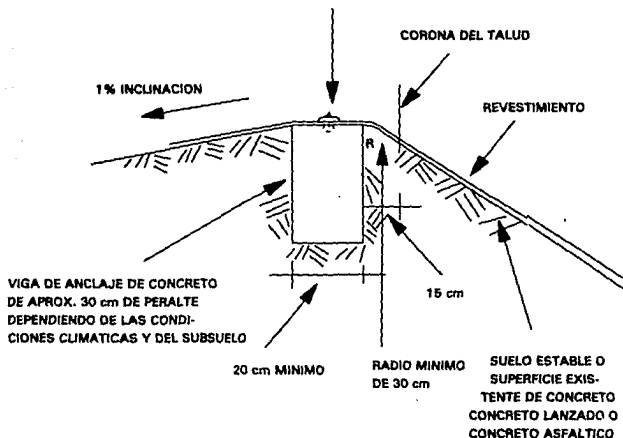


#### NOTAS:

- 1.- TODAS LAS SUPERFICIES DE CONCRETO EN LOS SELLOS DEBEN ESTAR TERSAS Y LIBRES DE TODO COMPUESTO DE CURADO
- 2.- USAR UN ADHESIVO COMPATIBLE ENTRE EL REVESTIMIENTO DEL TALUD Y LA BOTA ELASTOMERICA, ASI COMO UN ANCHO MINIMO DE 7,5 cm DE ADHESIVO COMPATIBLE ENTRE EL REVESTIMIENTO DEL TALUD Y EL CONCRETO

**FIG. 3.8 DETALLE DE ANCLAJE SUPERIOR (2)  
PARA CUALQUIER REVESTIMIENTO**

**SISTEMA MECANICO DE ANCLAJE:**  
 BARRAS DE ALUMINIO DE 1/4" X 2" (0.6 X 5.1 cm),  
 O DE ACERO GALVANIZADO O INOXIDABLE DE  
 3/16" X 2" (0.48 X 5.1 cm), CON TORNILLOS OPRESORES  
 DE ANCLAJE @ 30 cm c. a c. USAR PERNOS  
 ATORNILLADOS SOLO PARA REVESTIMIENTOS ASFALTICOS  
 (SE NECESITAN RONDANAS DE ACERO DE 2" DE DIAMETRO)



**NOTA:**

LA SUPERFICIE DE CONCRETO DEBE SER TERSA Y LIBRE DE TODO COMPUESTO DE CURADO. USAR UNA JUNTA DE 1/32" (0.8 mm) DE UN MATERIAL COMPATIBLE CON EL REVESTIMIENTO, ENTRE LA BARRA Y EL REVESTIMIENTO; NO SE NECESITAN JUNTAS EN PANELES ASFALTICOS NI EN OTROS TIPOS DE REVESTIMIENTOS DE MAS DE 0.040" (1 mm) DE ESPESOR.

**FIG. 3.9 ANCLAJE SUPERIOR EN VIGA DE CONCRETO**

soportar cualquiera de los sistemas de revestimiento (ver figura 3.10). Una vez colocada la geomembrana, se rellena la zanja con el suelo excavado compactándolo ligeramente.

En determinados sitios del almacenamiento como pueden ser las estructuras de toma y de descarga, así como todos aquellos lugares en que se tenga que perforar el revestimiento, se sellarán de la siguiente manera: el sellado se hará en el plano del revestimiento como es el caso de las figuras 3.11 y 3.12 o bien si se trata de perforaciones de tubos, se cubrirán con el revestimiento de manera que forme una funda y se fijará con una brida adherida al material base del revestimiento en el punto donde el tubo sobresale, ver fig. 3.13. Los tubos de toma o descarga se introducen generalmente en el almacenamiento a través de una estructura pequeña de concreto como se aprecia en la figura 3.14.

En las figuras 3.15 a la 3.20 se muestran diversos detalles constructivos.

### **3.9 MECANISMOS DE FALLA.**

Al igual que cualquier obra, todo almacenamiento impermeabilizado es susceptible a fallar en forma parcial o total, ya sea por problemas en la estructura de apoyo, de operación, en el revestimiento o por el clima. En la tabla 3.6 se resumen los mecanismos de falla principales. La tabla anterior sirve también como referencia para cuidar la perfecta realización de todos esos aspectos y lograr así una instalación exitosa.

### **3.10 SUPERVISION Y CONTROL**

Al igual que toda obra de ingeniería, las geomembranas requieren de una supervisión de tiempo completo y llevar a cabo pruebas de control de calidad de materiales y de los trabajos que se realicen. En México no existe una normatividad de carácter general, por lo que se elaboran especificaciones particulares para cada obra.

ZANJA EXCAVADA CON MAQUINA. COLOCAR EL REVESTIMIENTO, RELLENAR Y COMPACTAR

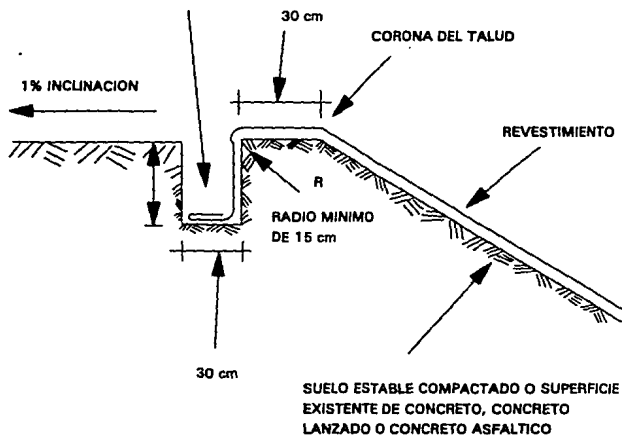
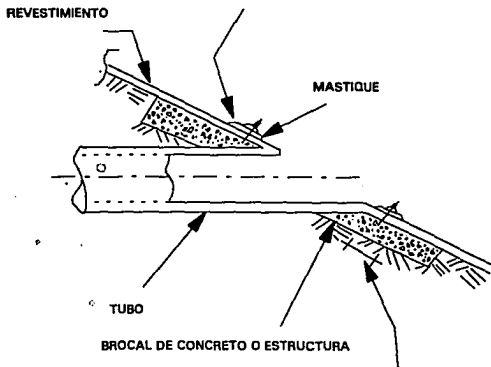


FIG. 3.10 DETALLE DE ANCLAJE SUPERIOR RUSTICO

TRAMOS CORTOS DE  $1/8" \times 1"$  (0.32 X 2.5 cm) DE BARRAS DE ACERO INOXIDABLE, SOLDADAS A TOPE, CON TORNILLOS OPRESORES DE ANCLAJE @ 15 cm C. ■ C. (VER NOTA)

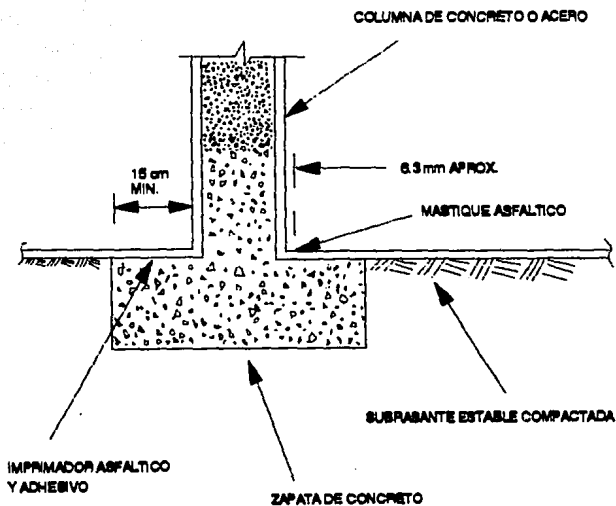


### NOTA:

EN VEZ DEL ANCLAJE MOSTRADO, EN EL CASO DE REVESTIMIENTOS A BASE DE PANELES ASFALTICOS SE PUEDEN USAR PERNOS HINCADOS A GOLPES ATRAVESANDO DISCOS METALICOS DE 5 cm DE DIAMETRO MINIMO X  $1/16"$  (0.16 cm) DE ESPESOR DE ACERO GALVANIZADO, SEPARADOS @ 15 cm C. ■ C. Y SELLADOS CON MASTIQUE.

SISTEMA DE ADHERENCIA ENTRE REVESTIMIENTO Y CONCRETO:  
 20 cm MIN. PARA PANELES ASFALTICOS;  
 7.5 cm MIN. PARA PVC;  
 15 cm MIN. PARA CUALQUIER OTRO TIPO DE REVESTIMIENTO

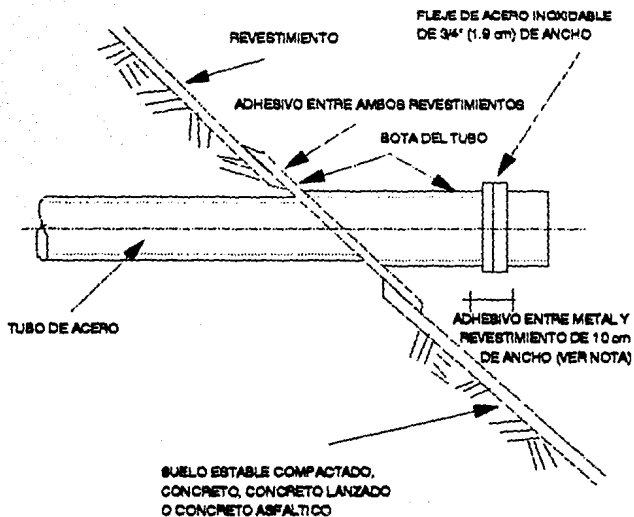
**FIG. 3.11 SELLO EN TUBERIAS ATRAVESANDO TALUDES PARA CUALQUIER REVESTIMIENTO**



**NOTA:**

**NO SE NECESITAN SUJETADORES MECANICOS**

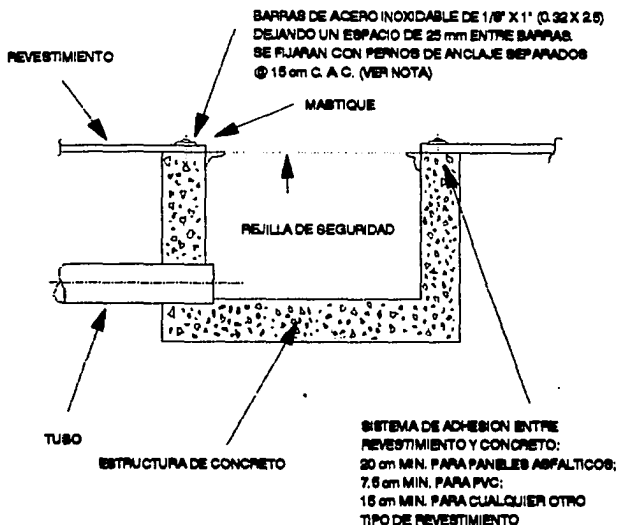
**FIG. 3.12 SELLO EN COLUMNAS DE PISO PARA REVESTIMIENTOS CON PANELES ASFALTICOS**



## NOTA

EL TUBO SE DEBERA LIMPIAR PERFECTAMENTE EN LA ZONA DE APLICACION DEL ADHESIVO

**FIG. 3.13 DETALLE DE LA BOTA DEL TUBO**

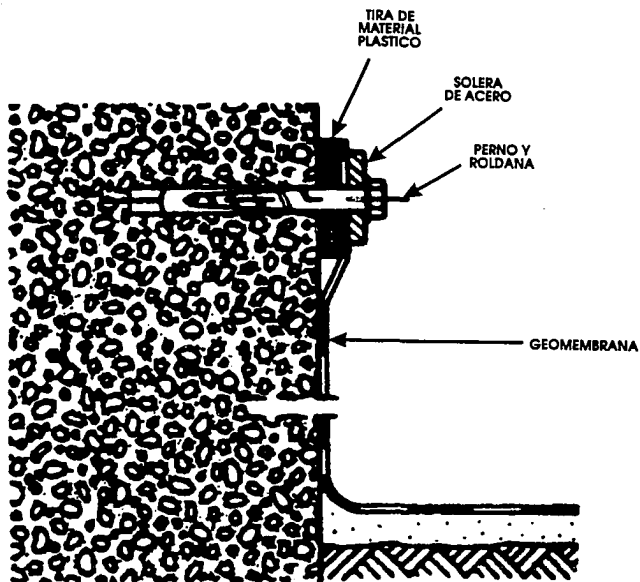


**NOTA:**

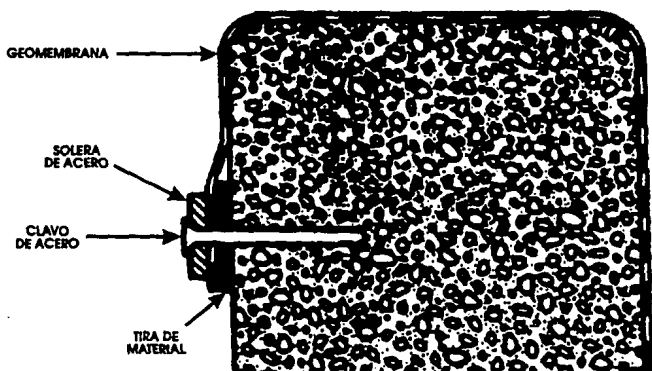
PARA REVESTIMIENTOS A BASE DE PANELES ASFALTICOS, EN VEZ DEL ANCLAJE MOSTRADO SE PODRAN USAR PERNOS HINCADOS A GOLPES A TRAVES DE DISCOS DE ACERO GALVANIZADO DE 25 mm DE DIAMETRO MINIMO X 1 1/8" (0.18 mm) DE ESPESOR, SEPARADOS @ 15 cm C. A. C. Y PROTEGIDOS CON MASTIQUE.

**FIG. 3.14 SELLO DE UNA ESTRUCTURA DE ALIMENTACION O DESCARGA**

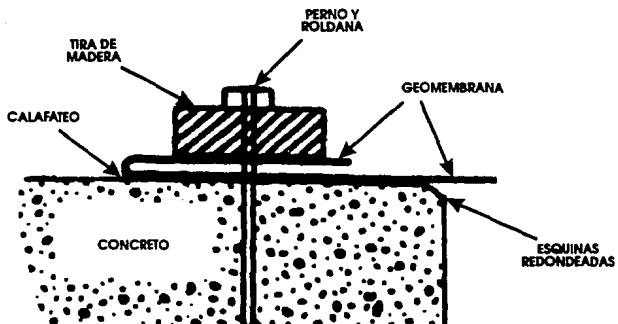




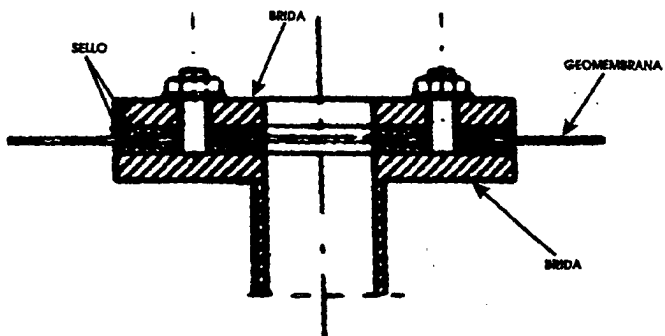
**FIG. 3.15 ATRAQUE VERTICAL A CONCRETO**



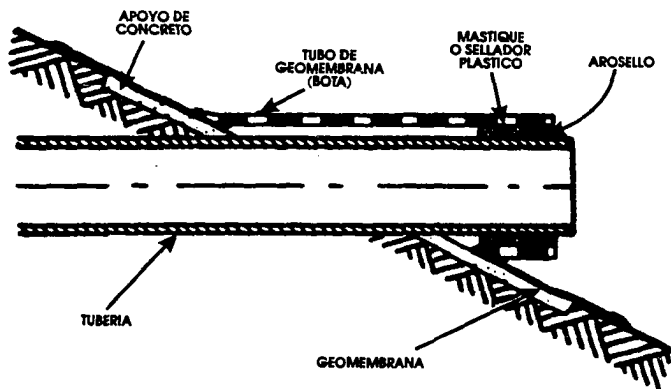
**FIG. 3.16 ATRAQUE VERTICAL A CONCRETO**



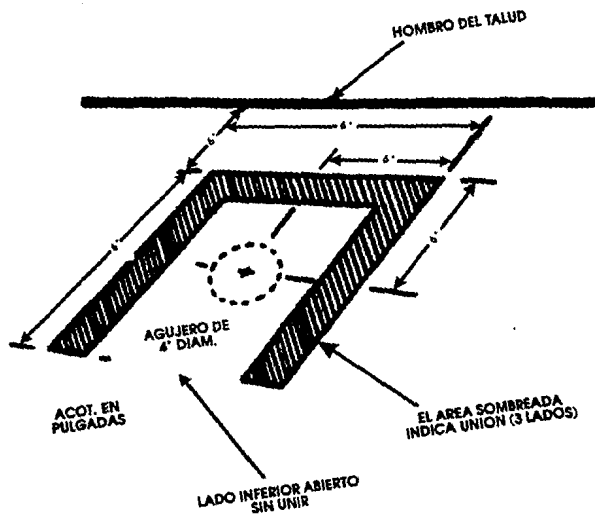
**FIG. 3.17 ATRAQUE HORIZONTAL A CONCRETO**



**FIG. 3.18 DRENAJE**



**FIG. 3.19 TUBERIA DE ALIMENTACION**



**FIG. 3.20 VENTILA**

**TABLA 3.6 POSIBLES MECANISMOS DE FALLA  
EN ALMACENAMIENTOS IMPERMEABILIZADOS**

**a) PROBLEMAS EN LAS ESTRUCTURAS DE APOYO**

SUBDRENE:  
TAPONAMIENTO, ROTURAS

SUBSTRATO:  
COMPACTACION  
TEXTURA

OQUEDADES  
ASENTAMIENTOS  
HUECOS Y GRIETAS  
AGUA FREATICA  
ARCILLAS EXPANSIVAS

GASES  
BOMBEO POR OLEAJE  
ESTABILIDAD DE ANCLAJES  
LODO

**b) PROBLEMAS DE OPERACION**

CAVITACION  
IMPACTO  
MANTENIMIENTO DE LIMPIEZA  
SUBPRESION  
VANDALISMO

**c) PROBLEMAS EN LOS REVESTIMIENTOS**

DIFFICULTADES MECANICAS:  
JUNTAS DE SELLADO DE CAMPO  
BOCAS DE PESCADO  
SELLOS CON LA ESTRUCTURA  
PUNTEO DE LA MEMBRANA  
POROSIDAD

AGUJEROS  
AGUJEROS MICROSCOPICOS  
RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO  
RESISTENCIA A LA TENSION  
ROEDORES, OTROS ANIMALES  
CRECIMIENTO DE ALGAS

CLIMA:  
INTEMPERISMO EN GENERAL  
VIENTO  
OZONO  
EROSION POR OLEAJE  
ACTIVIDAD SISMICA

### **3.10.1 SUPERVISION DE UNIONES**

La principal característica de una unión es que debe ser continua y permanente para que evite la fuga del líquido que está conteniendo, por lo que no debe haber discontinuidades, zonas sin unir o falta de adhesión entre las geomembranas (ver 3.4); las uniones deben resistir esfuerzos y deformaciones ocasionados por las condiciones de instalación y servicio:

#### **a) Instalación**

Desenrollado o desdoblado de la membrana

Instalación bajo agua en movimiento

Viento

Colocación de enrocamiento sobre la membrana

Puntos de presión ocasionados por un terreno blando

#### **b) Servicio:**

Deformaciones impuestas por:

Presión de agua sobre apoyos débiles

Peso del material

Esfuerzos ocasionados por:

Viento

Flujo de agua

Esfuerzos inducidos por:

Contracción térmica

Envejecimiento del polímero

Los procedimientos que se emplean para la evaluación de juntas en geomembranas son destructivos y no destructivos. Los primeros consisten en pruebas de tensión en cortante o separación, en muestras cortadas de la geomembrana instalada, lo cual trae consigo la reparación de los sitios de obtención, por lo que se procura hacer el mínimo número de cortes. Los métodos no destructivos se realizan a lo largo de toda la unión para verificar la continuidad, obteniéndose sólo información



cualitativa. En la tabla 3.7 se muestran los métodos no destructivos, los cuales se describen brevemente.

#### **OBSERVACION VISUAL**

Consiste en detectar visualmente las zonas de las geomembranas sin unir así como las que fueron sobrecalentadas. Se aplica a membranas transparentes o a discontinuidades grandes.

#### **ULTRASONICO DE ECO DE PULSO**

Se forza el paso de una onda de sonido con una frecuencia entre 5 y 15 MHz a través de la junta para detectar discontinuidades. La cabeza del emisor y receptor simultáneamente (transductor), es capaz de moverse a una velocidad de 1.5 a 2 m/min a lo largo de la junta, por lo que debe asegurarse un buen medio de contacto (agua) entre el aparato y la membrana. La señal se registra en una pantalla o por una alarma sonora. Este procedimiento se limita a discontinuidades grandes, mayores que la mitad del diámetro del sensor ( $\geq 5$  mm).

#### **ULTRASONICO DE IMPEDANCIA**

Se basa en la propiedad del polímero de oponerse al paso de la corriente alterna (impedancia). Una buena unión tiene una impedancia diferente a la que presenta una unión defectuosa. Consiste en transmitir una onda continua de 160 a 185 kHz por medio de un transductor que esté en contacto con la geomembrana y la calidad de la unión se indicara en una pantalla mediante un trazo. Requiere de una calibración adecuada del equipo y experiencias en campo han demostrado que no es muy adecuada, por lo que está siendo desarrollada.

#### **LANCETA DE AIRE O CHIFLON**

Se aplica un chorro de aire con una presión de 350 kPa (50 lb/in<sup>2</sup>), para detectar las zonas sin unir. Lo anterior se hace por medio de una boquilla que se dirige al borde de la junta para tratar de separar las hojas. La fuerza del aire inflará las áreas

**TABLA 3.7 METODOS NO DESTRUCTIVOS PARA EVALUACION DE JUNTAS**

MATERIAL DE LA GEOMEMBRANA	ELECTRONICOS		LANCETA AIRE	CAMARA DE VACIO	PRESION EN SELLO DOBLE	CHISPA ELECTRICA	MANUAL MECANICO
	ULTRABONICO ECO DE PULSO (5-15 MHz)	ULTRABONICO IMPEDANCIA (100-185 kHz)					
TERMOPLASTICOS (PVC, TN-PVC, EBA) REFORZADAS		X	X	X			X
NO REFORZADAS	X	X	X	X			X
TERMOPLASTICOS CRISTALINOS (LDPE, HDPE) NO REFORZADAS	X	X		X	X	X	X
Elastomeros (NR, EPDM, CR, CO) REFORZADAS			X	X			X
NO REFORZADAS			X	X			X
Elastomeros termoplasticos (CPE, CSPE) REFORZADAS		X	X	X			X
NO REFORZADAS	X	X	X	X			X

sin unir. No es aplicable a membranas rígidas como el HDPE. La velocidad máxima de este procedimiento es de 4 m/min.

#### **CAMARA DE VACIO**

Consiste en aplicar vacío a la unión previamente enjabonada. La succión o vacío se logra por medio de una bomba aplicada a la cámara y se observa la posible formación de burbujas a través de un vidrio en la cara superior. La parte inferior de la caja está abierta y dispone de un empaque perimetral. La cámara se va desplazando a lo largo de la junta y se prueban tramos de 1 m de longitud. El vacío que se aplica es del orden de 122 y 244 mm de columna de mercurio ( $2.5 \text{ lb/in}^2$ ). Es una técnica muy usada y se obtienen velocidades de inspección de 1.5 a 3.0 m/min.

#### **SELLO DOBLE PRESURIZADO**

Se aplica aire o humo a presión en el conducto intermedio de juntas con doble unión. El conducto es sellado entre dos puntos y por medio de una aguja se aplica aire a una presión de 200 kPa ( $29 \text{ lb/in}^2$ ), y hay que observar si ésta se mantiene, de lo contrario quiere decir que hay fugas, las que pueden detectarse por medio del sonido que emite el aire al escaparse. Tiene el inconveniente de que si las fugas son muchas a lo largo del tramo probado o si el aire sale por los dos lados de la unión, resulta difícil registrar las fugas. Por lo anterior existe la variante del humo en lugar del aire lo que permite observar el sitio de las fugas más fácilmente. Se ensayan tramos de 30 a 100 m de longitud y si existen fugas, se acortan las distancias, por lo común se usa un método alternativo como la cámara de vacío.

#### **CHISPA ELECTRICA**

Hay dos variantes, la primera, consiste en colocar un alambre metálico entre las hojas a unir. Una vez realizada la unión, el conductor se coloca a un polo eléctrico metálico y se aplica una corriente de alto voltaje al alambre (15 a 30 kvolts). Se recorre en forma lenta la junta con una punta metálica y la junta defectuosa se detecta al producirse una chispa o al sonar una

alarma. La intensidad de la chispa depende del voltaje, del tamaño de la zona sin unir, de la velocidad de recorrido y de la humedad del ambiente. Tiene el inconveniente de ser un método no muy sensitivo, no se registran áreas sin unir menores de 0.7 mm y las de 0.7 a 1.5 mm resultan difíciles de detectar, lográndose velocidades de 3 m/min. Es poco usado por sus limitaciones.

El segundo procedimiento utiliza el mismo principio, sin emplear un conductor insertado en la unión. La chispa ocurre entre el suelo y un cepillo metálico que se pasa lentamente a lo largo del borde de la junta.

#### **MANUAL METALICO**

Se usa una herramienta con punta roma para detectar las partes sin unir, al deslizarla a todo lo largo del borde de la junta. Con la punta se puede fácilmente levantar la membrana superior si la calidad de la unión es baja o no existe buena adhesión; no es posible registrar zonas sin unir en el interior de la junta. Es utilizada en geomembranas de poco espesor y se requiere que el operador tenga experiencia.

#### **4. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO CON GEOMEMBRANA**

##### **4.1. REQUERIMIENTOS DE SUPERVIVENCIA**

Para cualquier método de diseño, es necesario que las geomembranas sobrevivan a la transportación, manejo y demandas de construcción durante su colocación en el lugar. Este aspecto del diseño es importante, pero al planearlo hay que tener en cuenta que cada aplicación es única. Algunas de las variables que afectan en mayor medida esta situación son las siguientes:

- Distancia de la fábrica al sitio de colocación.
- Condiciones de almacenaje en el sitio.
- Despliegue en el sitio.
- Tratamiento en el sitio durante la construcción.
- Tratamiento del sitio después de la construcción.
- Colocación de la cubierta de suelo o llenado del sistema completo.

Cada uno de los puntos anteriores quedan fuera del alcance de los diseñadores y sólo se pueden controlar por medio de especificaciones rígidas, inspección competente de tiempo completo así como la cooperación por parte de los contratistas. Con lo anterior las geomembranas podrán sobrevivir para funcionar como se diseñaron. Como cada situación es diferente, a veces se basan en normas empíricas o reglamentos que ofrecen conceptos y valores mínimos.

Al transportarse, manejarse y construirse las geomembranas son muchas veces sujetas a desgarres, punzonamiento e impacto. Aunado a esto suceden actos de vandalismo y accidentes, como por ejemplo, al dejar caer herramientas sobre el revestimiento, manejar autos o camionetas sobre el revestimiento sin protección, vientos fuertes que hacen que se estire el revestimiento durante la colocación, arrastrar las hojas largas del revestimiento. De lo anterior la propiedad de las geomembranas más sensible a la rasgadura, punzonamiento e impacto es el grosor. En la Fig. 4.1

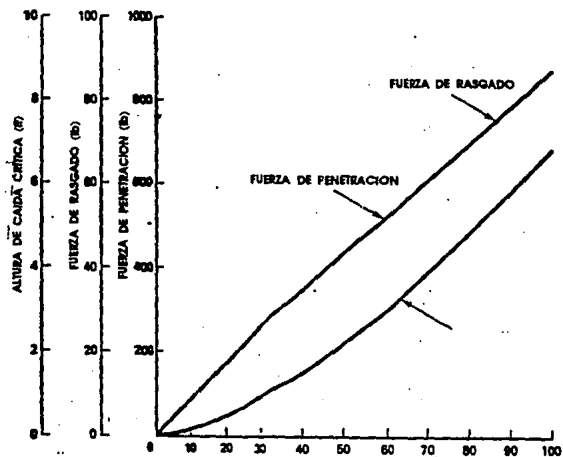


FIG. 4.1. PROPIEDADES MECANICAS COMO FUNCION DEL ESPESOR DEL REVESTIMIENTO (HDPE)

se observan gráficas del espesor del revestimiento vs fuerza de penetración, fuerza de rasgado, altura de caída crítica. En las curvas anteriores el incremento de la resistencia se traduce en un incremento en el espesor. Por todo lo anterior, muchos organismos requieren un mínimo de espesor bajo cualquier circunstancia. Por ejemplo, la EPA de E.U., requiere un mínimo de espesor para geomembranas en revestimientos de rellenos peligrosos de 30 milésimas de pulgada (mils). Para una aplicación similar en Alemania es requerido un uso de geomembrana de 80 mils. No obstante, para un uso general de geomembranas algunos autores recomiendan 20 mils, como un requerimiento apropiado. Otros requerimientos mínimos de diferentes propiedades, para usos generales se dan en la tabla 4.1.

#### **4.2 REVESTIMIENTO PARA CONTENCION DE LIQUIDOS EN ESTANQUES.**

El uso más grande que se le ha dado a las geomembranas es en la contención de líquidos. En algunos países como E.U., fue el uso original de estos materiales plásticos y hules. Originado por la necesidad de la industria y de la agricultura de contar con almacenamientos de agua. Fue así como diferentes dependencias se involucraron en tempranas investigaciones dentro de los revestimientos sintéticos para estanques. En 1930 se sugirió el uso de revestimientos de hule; en 1940 se usaron hojas de cloruro de polivinilo, que cuando se cubre con un mínimo de 30 cm de tierra tiene un admirable comportamiento. No obstante, se ha descubierto que hay una tendencia a un progresivo agrietamiento y rigidización. Esta condición es causada por la pérdida del plastificante (usado al comienzo para hacerlo flexible), debido a la volatilización de solventes.

Otros materiales usados en revestimientos menos susceptibles a este problema, han surgido de una manera rápida como es el caso del polietileno clorinado (CPE) y el polietileno clorosulfonado o también llamado "Hypalon" (CSPE). Actualmente los materiales de geomembranas listados en la tabla 4.2 son candidatos para

**TABLA 4.1**  
**REQUERIMIENTOS MINIMOS RECOMENDADOS**  
**PARA GEOMEMBRANAS**

PROPIEDAD	SIN REFUERZO	REFORZADO
ESPESOR (MILS)	20	30
DEFORMACION ULTIMA	15 lb/in	50 lb/in
ELONGACION (FALLA)	150 %	100 %
MODULO DE TANGENTE	-	200
RASGADURA (lb)	5	50
PUNZONAMIENTO (lb)	20	40
IMPACTO (ft-lb)	5	10
ESFUERZO EN UNIONES	80 (% ULTIMO)	80 (% ULTIMO)

TOMADO DE KOERNER, R. M. (1990)



## TABLA 4.2

### TIPOS DE GEOMEMBRANAS MAS USADAS

#### PLASTICOS (POLIMEROS TERMOPLASTICOS)

CLORURO DE POLIVINILO (PVC)

POLIETILENO (LDPE, HDPE)

POLIETILENO CLORINADO (CPE)

POLIOLEFINA ELASTIZADA (ELPO o 3110)

POLIAMIDA (PA)

#### HULES

ISOPRENO-ISOBUTILENO (BUTILO)

HULE HIPOCLOROHIDRINO

PROPILENO-ETILENO MONOMERO DIENO (EPDM)

POLICLOROPRENO (NEOPRENO)

PROPILENO-ETILENO TERPOLIMERO (EPT)

ACETATO DE VINIL ETILENO

#### COMBINACIONES

PVC-HULE NITRILLO

PE-EPDM

ACETATO DE VINIL ETIL

ESLABON CRUZADO CPE

POLIETILENO CLOROSULFONADO (CSPE, o HYPALON)

TOMADO DE KOERNER H. M. (1960)

DESIGNING WITH GEOSYNTHETICS, 2A Ed. PRENTICE HALL, E.U.A.

contener líquidos.

#### 4.2.1 CONSIDERACIONES GEOMETRICAS

Antes de seleccionar el tipo de revestimiento, se debe considerar cual es el volumen deseado para ser contenido *vs* el área de tierra disponible. Los cálculos que se requieren son de índole geométrica, consistentes en la determinación de la profundidad en la base del almacenamiento, los ángulos y dimensiones de los lados. En este trabajo se tratan solamente secciones cuadradas o rectangulares con pendientes en los lados uniformes, cuya ecuación general para el cálculo del volumen es:

$$V = H L W - S H^2 L - S H^2 W + 2 S^2 H^3$$

Donde:

V = Volumen del almacenamiento.

H = Altura (profundidad al centro del almacenamiento).

W = Ancho de la superficie del suelo.

L = Largo de la superficie del suelo.

S = Pendiente en % .

La ecuación puede ser resuelta de muchas formas y se pueden generar curvas de diseño como las de la Fig. 4.2, que están hechas para ángulos de 18.4°, con taludes de 3:1 (horizontal a vertical) y de configuración cuadrada ( L / W = 1 ). Se muestra un ejemplo usando estos conceptos:

**EJEMPLO:** Un área cuadrada de 350 ft por 350 ft, está disponible para construir una represa de almacenamiento de 13,000,000 galones de agua potable. Se estimaron los taludes de 3 H a 1 V. ¿Cuál es la altura que se requiere (profundidad del almacenamiento)?

#### **SOLUCION:**

Volumen = 13,000,000 / 7.48

V = 1,740,000 ft<sup>3</sup>

Area = 350 X 350

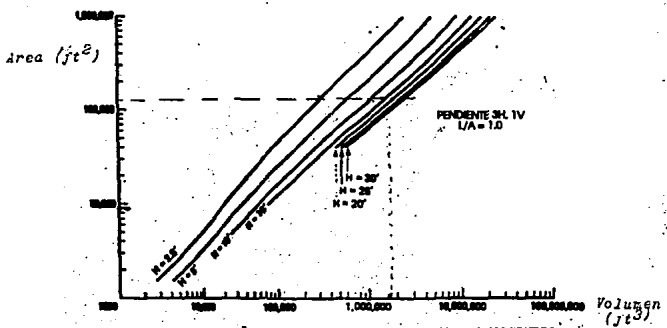


FIG. 4.2. CURVA DE DISEÑO VOLUMEN Vs. AREA PARA ALMACENAMIENTOS LIQUIDOS.

$$A = 122,500 \text{ ft}^2$$

Para la determinación de la altura (H), se entra a la gráfica de la figura 4.2 con los datos anteriores, dando como resultado una  $H = 20 \text{ ft}$ .

En la figura antes mencionada se puede ver que para contener volúmenes grandes, se puede requerir fácilmente de áreas de terreno masivas o profundidades mayores. Si se da el caso de que la extensión de terreno no estuviera disponible y se tuviera que recurrir a una profundidad mayor, se pueden presentar los siguientes problemas:

- Intercepción del agua freática.
- Dificultad en la estabilización del fondo y los lados de la excavación.
- Intercepción de un suelo en condiciones inestables.
- Intercepción de un macizo rocoso.
- Costos altos de excavación.
- Problemas de la disposición del suelo excavado.

En áreas compuestas de suelos blandos o suelos cohesivos friccionantes se recomiendan usar taludes 4:1 (con ángulo de  $14^\circ$ ).

#### **4.2.2 SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS**

En una primera consideración, tal parecería que sólo es cosa de cavar un agujero, poner el revestimiento en él y entonces llenarlo con el líquido que contendrá. Lo anterior es cierto siempre y cuando sea en el sitio ideal, con la sección transversal adecuada, con el material de revestimiento propio para el líquido que contendrá, técnicas apropiadas de construcción y un mantenimiento durante su tiempo de vida útil. Por lo que respecta a las secciones transversales, se muestran algunos tipos en la figura 4.3; se aprecian revestimientos sobre suelos preparados, con o sin geotextiles cubiertos con suelo o con geotextil y suelo. En todos los casos el revestimiento va anclado en una zanja alrededor del perímetro. Desafortunadamente



(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. 4.3 VARIOS TIPOS DE SISTEMAS BENCLLOS DE REVESTIMIENTO PARA CONTENER LIQUIDOS. (a) SISTEMA SIMPLE SIN PROTECCION; (b) REVESTIMIENTO CON CUBIERTA DE SUELO; (c) REVESTIMIENTO CON UN GEOTEXTIL POR DEBAJO; (d) REVESTIMIENTO CON UN GEOTEXTIL Y UNA CUBIERTA DE SUELO

no siempre se cuenta con las situaciones y condiciones ideales. La primera complicación se hace con la exposición de la geomembrana a la atmósfera, por lo que para poder defender el revestimiento del ozono, rayos ultravioletas, temperaturas extremas e incluso vandalismo, se requiere muchas veces de una cubierta de suelo de al menos 30 cm de espesor. El vandalismo puede ser grave en áreas donde no se controla el acceso al sitio, ya que una persona con una pequeña navaja puede destruir una geomembrana en pocos minutos. Por lo anterior se recomienda que la cubierta de suelo se extienda sobre la parte de afuera del vaso y sobre las áreas de anclaje del revestimiento de modo que no quede nada de la geomembrana al descubierto. Esta cubierta de suelo, presenta problemas de estabilidad en los taludes, ya que muchas veces el suelo se desprende durante el llenado del almacenamiento. La fricción entre el revestimiento y la cubierta de suelo será evaluada y diseñada apropiadamente como se indica en sección 4.2.5.

El uso de geotextiles debajo de geomembranas (Fig. 4.3 (c) y (d)), colocados directamente sobre el suelo preparado antes de colocar el revestimiento, es considerado un diseño apropiado por las siguientes razones:

- Provee de un área de trabajo limpia, que facilita entre otras cosas el hacer las uniones en campo.
- Provee de una resistencia al punzonamiento adicional cuando se aplican las cargas (durante la construcción o al contener el material).
- Adiciona una resistencia a la fricción en la interfase revestimiento suelo, previniendo así esfuerzos excesivos en el revestimiento como en las zanjas de anclaje, permitiendo taludes empinados.
- La selección apropiada del geotextil permite un escape ascendente lateral de agua subterránea y gases. El movimiento ascendente del agua es causado por niveles altos del agua freática y condiciones de inundación. El movimiento ascendente de

gases es causado por la biodegradación de materia orgánica en el subsuelo y por los niveles de agua freática. La cual expelle el aire de los vacíos del suelo. En casos semejantes necesitamos geotextiles o drenaje con geocompuestos con suficiente transmisibilidad, para manejar el flujo estimado. Se muestra un ejemplo del procedimiento a seguir en estas condiciones:

**EJEMPLO:** Dado un estanque revestido con geomembrana a una profundidad de 20 ft, creando así una barrera a los gases de la biodegradación de la capa de sedimentos orgánicos, como se ve en la Fig. 4.4. Si se estima una salida de los gases generados de  $3.0 \text{ ft}^3 / \text{día}$  a una presión de  $1.0 \text{ lb} / \text{plg}^2$ . Se propuso usar un geotextil debajo del revestimiento de  $18 \text{ onzas}/\text{yd}^2$ . ¿Cuál es el factor de seguridad de la transmisibilidad del geotextil para estas condiciones?

**SOLUCION.**

a) El flujo está dado por:

$$q = 3.0 \text{ ft}^3 / \text{día}$$

$$q = 3 / (24 \times 60)$$

$$q = 0.00208 \text{ ft}^3 / \text{min}$$

b) La pendiente crítica del fondo del almacenamiento es:  
 $.5 \% = 0.005$

c) Aunque este problema es probable que no sea de flujo laminar se usa la fórmula de Darcy:

$$q = k i A$$

$$kt = k i (t w)$$

$$kt = \theta_{\text{req}} = q / (i \times w)$$

$$\theta_{\text{req}} = 0.00208 / (0.005 \times 1.0)$$

$$\theta_{\text{req}} = 0.416 \text{ ft}^3 / \text{min-ft.}$$

d) La transmisibilidad actual del tipo de geotextil propuesto, está dada en la figura 4.5, de ahí se obtiene un  $\theta_{\text{act}}$  de  $2.1 \text{ ft}^3 / \text{min}/\text{ft}$ , a un esfuerzo de  $20(62.4) = 1248 \text{ lb}/\text{plg}^2$  y a una presión de aire de  $1.0 \text{ lb}/\text{plg}^2$ .

e) El factor actual de seguridad es :

$$FS = \theta_{\text{act}} / \theta_{\text{req}}$$

$$FS = 2.1 / 0.416$$

$$FS = 5.0$$

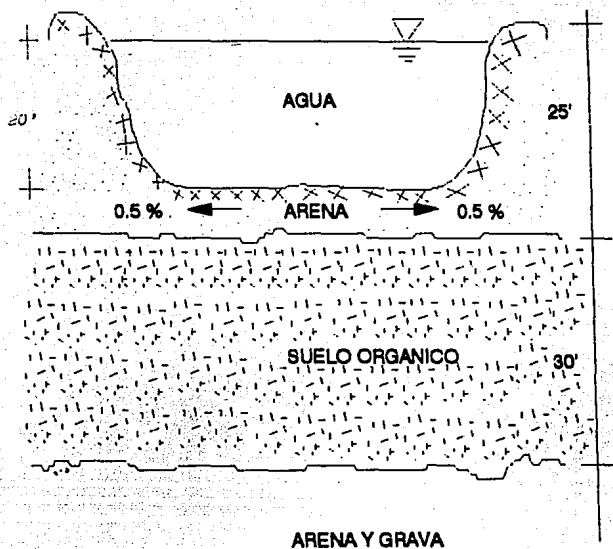


FIG. 4.4 ESQUEMA DEL PROBLEMA



Para flujos de aire significativamente altos, la solución se hará con geocompuestos de drenaje.

La figura 4.3 (d) ilustra lo mejor para protección de geomembranas, donde está entre dos geotextiles. El de abajo sirve a los mismos propósitos que se trataron anteriormente. La cubierta de arriba, es usada para mantener la estabilidad de la cubierta de suelo en los taludes y para prevenir que las piedras afiladas de la cubierta de suelo perforen la geomembrana. Esta alternativa conlleva a costos más elevados y sólo se recurrirá a ella cuando la cubierta de suelo no esté graduada apropiadamente; este tipo de diseño compuesto es también empleado en contenedores secundarios de tanques de almacenamiento, con propósito de protegerlo del agua subterránea.

#### **4.2.3 SELECCION DEL MATERIAL DE LA GEOMEMBRANA**

Concerniente a la selección del tipo de material para ser usado en la manufactura del revestimiento, es de suma importancia que sea compatible con el líquido que contendrá, es decir que no sufra ningún cambio significativo en sus propiedades físicas ni químicas; ya que de nada sirve un diseño óptimo si no se cumple con dicha compatibilidad, la cual será considerada para su servicio de vida útil de cada instalación en particular.

1.- Para almacenamientos de agua, muchas veces se considera un servicio de tiempo de vida de aproximadamente 20 años. Esto es similar al almacenamiento de agua en general para usos de agricultura. De los tipos de revestimientos vistos en la tabla 4.2, el cloruro de polivinilo (PVC) ha sido ampliamente usado debido a su facilidad para fabricarlo en partes largas y a su bajo costo, comparado con otros materiales. Como ya se mencionó deben ser cubiertas con una capa de suelo para prevenir el agrietamiento y ésto hay que tenerlo en cuenta cuando se comparan los costos de otros materiales de revestimiento que no se cubren con suelo. Cualquiera de los otros tipos de materiales listados

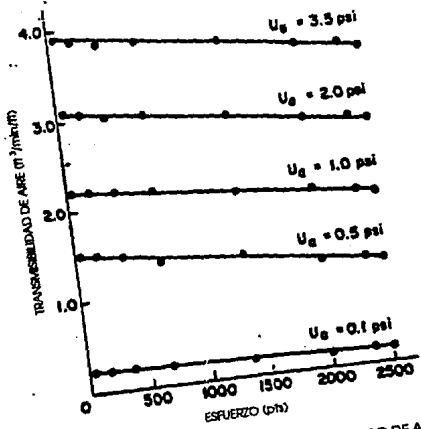


FIG. 4.5 CURVAS ESFUERZO vs. TRANSMISIBILIDAD DE AIRE

en la tabla 4.2 son buenas opciones para almacenamientos de agua potable, debido a que son relativamente inertes a este tipo de líquido.

2.- Para almacenamientos de líquidos que se sabe contendrán ácidos, bases, metales pesados, sales, o productos químicos, se debe buscar, como ya se mencionó, su compatibilidad con la geomembrana; para esto nos podemos apoyar en las especificaciones del fabricante y en tablas como la 3.5 que muestra la compatibilidad de los diferentes tipos de materiales de las geomembranas con las algunas sustancias químicas. Una consideración adicional al respecto es también la compatibilidad de las uniones con los líquidos que contendrán. Esto es particularmente importante en uniones con adhesivos y menos en uniones soldadas o con solventes.

3.- Para almacenamientos de combinación de químicos líquidos (como es el caso de almacenamientos de líquidos de desperdicios industriales), se procede a identificar cual es el componente químico más agresivo con el revestimiento y se tomará como base para seleccionar el material. Lo anterior se hace asumiendo que los diferentes compuestos no reaccionan entre sí, de tal forma que originen un compuesto más agresivo hacia el revestimiento. Para seleccionar apropiadamente el tipo de material en estos casos, se recurre a tablas de resistencia química (tabla 3.5).

4.- Para almacenamiento de líquidos sin identificar, o de una variedad desconocida (como es el caso de procesos industriales en etapa de diseño que aún no se concluyen), se extreman las medidas a usar. Una buena opción del material para el revestimiento, en este caso es el polietileno de alta densidad (HDPE), debido a lo inerte a los químicos. No se deben usar uniones con materiales adhesivos exteriores, sino con soldadura a base del mismo polímero. Para una mayor seguridad de la respuesta que va a tener el revestimiento, se necesita hacer pruebas de

laboratorio, o someter muestras en líquidos sintetizados para observar las reacciones que ocurren.

#### 4.2.4 CONSIDERACIONES DE ESPESOR

Al igual que todo conocimiento científico, al principio estaba basado en el conocimiento empírico, es decir en experiencias de otros diseños y había axiomas como "el espesor del revestimiento podría ser de 1 mil por pie de altura del líquido contenido". Mientras el espesor del revestimiento está en efecto relacionado con la presión que se ejerce sobre él, el axioma anterior es completamente infundado y no guarda ningún seguimiento con el diseño mecánico. El diseño que se presenta, está basado en la deformación del revestimiento al experimentar una fuerza durante su vida de servicio. Las deformaciones se deben a diferentes situaciones, como por ejemplo:

- Al establecimiento de un área diferencial debajo del suelo.
- Debido al establecimiento de zonas de llenado debajo del revestimiento (en tubos de zanjas)
- Debido a la localización de piezas alrededor del establecimiento de agregados o la localización de áreas blandas debajo del revestimiento.
- Debido a cualquier clase de condiciones anormales del lugar en el revestimiento en tensión.

Una forma de calcular el espesor del revestimiento es con el siguiente modelo básico (ver Fig. 4.6), aquí la deformación es inducida por uno de los mecanismos establecidos arriba. Haciendo suma de fuerzas en la dirección X e igualando a cero (condiciones de equilibrio), se obtiene la siguiente ecuación:

$$\sum F_x = 0$$

$$F \cos \beta = T_v + T_h$$

$$(\sigma_y t) \cos \beta = (p \tan \delta_u + p \tan \delta_l) x$$

$$t = (p x (\tan \delta_u + p \tan \delta_l)) / (\cos \beta \sigma_y)$$

El rango general de las variables en las ecuaciones anteriores son los siguientes:

$p = 300$  a  $3000 \text{ lb/ft}^2$  (5 a 50 ft de agua)

$\beta = 0$  a  $45^\circ$

$x = 0.5$  a  $3.0$  Pulg. (determinado en pruebas de laboratorio y experiencias de campo)

$\sigma_y = 100,000$  a  $400,000 \text{ lb/ft}^2$

$\delta_u = 0^\circ$  para contener líquidos; de  $20$  a  $40^\circ$  para rellenos sanitarios.

$\delta_L = 20$  a  $40^\circ$

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación de la ecuación anterior:

**EJEMPLO:** Determinar el espesor de una geomembrana a usar en un tanque de 30 pies de profundidad, para almacenar agua, donde el diferencial sobre los tubos colectores es de 6 pul como se ve en la Fig. 4.7. El material del revestimiento será de una textura PVC, de  $120,000 \text{ lb/ft}^2$  de esfuerzo de fluencia. Sólo hay una cubierta delgada de suelo sobre el revestimiento ( $\delta_u=0$ ) y una película de geotextil colocada debajo de él. La distancia de movimiento estimado para la deformación del revestimiento es de 2.0 pul.

**SOLUCION:** usando los siguientes valores

$\tan \beta = 6/18$

$\beta = 18.4^\circ$

$p = 30$  (62.4)

$p = 1872 \text{ lb/ft}^2$

$\delta_u = 0$

$\delta_L = 28^\circ$  (ver tabla 4.4 b), en la cual se asume un plano de deslizamiento entre la geomembrana y el geotextil, no entre el geotextil y el suelo.

$\delta_y = 120,000 \text{ lb/ft}^2$

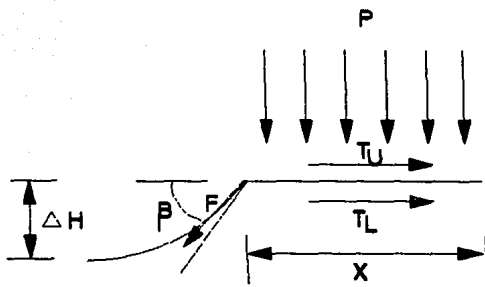


FIG. 4.6 MODELO DE DISEÑO USADO PARACALCULAR EL ESPESOR DE LA GEOMEMBRANA

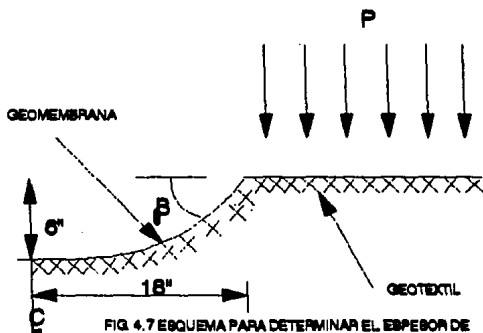


FIG. 4.7 ESQUEMA PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE LA GEOMEMBRANA DEL EJEMPLO

$$x = 2.0 \text{ plg}$$

$$t = (p \times (\tan \delta_u + \delta_1)) / (\cos \beta \sigma_y)$$

$$t = (1872 (2) (\tan 0^\circ + \tan 28^\circ)) / (\cos 18.4^\circ (120,000))$$

$$t = 0.0175 \text{ plg}$$

$$t = 18 \text{ mils}$$

En la figura 4.8, se toma un procedimiento adicional dentro de las curvas de diseño, para las condiciones citadas. El resultado es en términos de un coeficiente de espesor el cual al multiplicarse por la altura del líquido en pies (asumiendo que el agua es  $62.4 \text{ lb/ft}^3$ ), da el espesor del revestimiento requerido en pulgadas; se pueden generar otros tipos de curvas de diseño.

Cabe hacer notar que el espesor adecuado de la geomembrana no puede basarse sólo en el análisis anterior, sino que se tomarán en cuenta también factores como el manejo del equipo de construcción sobre la geomembrana durante su instalación, las operaciones de limpieza del estanque durante su vida útil (ya que pueden imponer esfuerzos severos sobre el revestimiento). Como todas las propiedades mecánicas del revestimiento se incrementan con el espesor (como se vió en la Fig 4.1), hay usualmente un espesor mínimo que es recomendado para cálculos de diseño. Como se mencionó en la sección 4.2 (ver tabla 4.1), ese valor es de 20 mils. Algunos organismos, no obstante, tienen su propia medida de espesor mínimo.

#### **4.2.5 CONSIDERACIONES SOBRE TALUDES**

El diseño de taludes, para la retención de líquidos en estanques de baja profundidad utiliza técnicas del campo de la Ingeniería Geotécnica, con algunas modificaciones menores. Tiene la ventaja de que el análisis involucrado puede ser tan simplista o tan detallado como la situación particular lo requiera. En esta sección, se separa el problema tomando en cuenta dos aspectos de él, por un lado la estabilidad general del talud (en y fuera del revestimiento) y por otro la estabilidad de la cubierta de suelo colocada sobre la geomembrana.

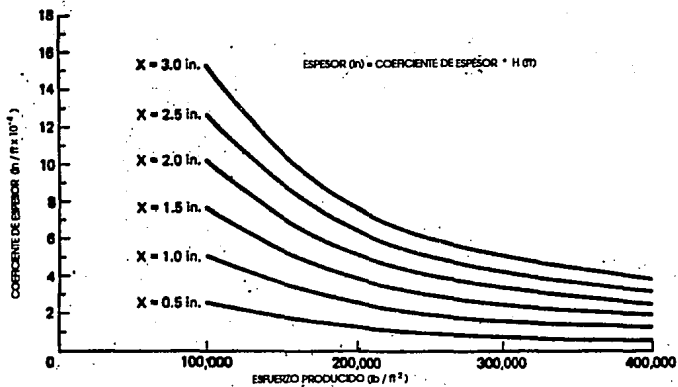


FIG. 4.8 CURVA DE DISEÑO PARA EL ESPESOR DE LA GEOTEXTURA  
BASADO EN EL PESO UNITARIO DEL AGUA



#### 4.2.5.1 ESTABILIDAD GENERAL DEL TALUD (GLOBAL)

Considerando la estabilidad general del talud de la masa de suelo debajo del revestimiento y asumiendo el modo probable de falla como un arco circular. Dentro de esta suposición pueden ocurrir varias clases de fallas, como se presentan en la figura 4.9; estas fallas como se puede observar son: falla de base, falla de pie (puede ser en o más allá de la zanja de anclaje) y falla local.

El procedimiento usual de diseño involucra el conocimiento de la altura del talud, las propiedades del suelo y los parámetros de resistencia y se tiene un ángulo de pendiente  $\beta$  desconocido. Además se acostumbra un análisis de esfuerzos totales, en el sitio entero y en la parte de arriba del agua freática y dentro de un estado de equilibrio. Procediendo con esas bases, se asume un centro de rotación y un radio, como en los círculos a y b de la Fig 4.9, en los que la masa de suelo que queda envuelta se subdivide en dovelas verticales y se toman momentos de equilibrio con respecto al centro de rotación. Siguiendo lo anterior se llega a la siguiente ecuación del factor de seguridad:

$$F S = \frac{\sum_{i=1}^n [ ( w_i \cos\theta_i ) \tan\phi + \Delta l_i c ] R}{( w_i \sin\theta_i ) R}$$

Donde:

$w_i$  = Peso de la dovela  $i$

$\theta_i$  = ángulo de la dovela  $i$  con respecto a la horizontal

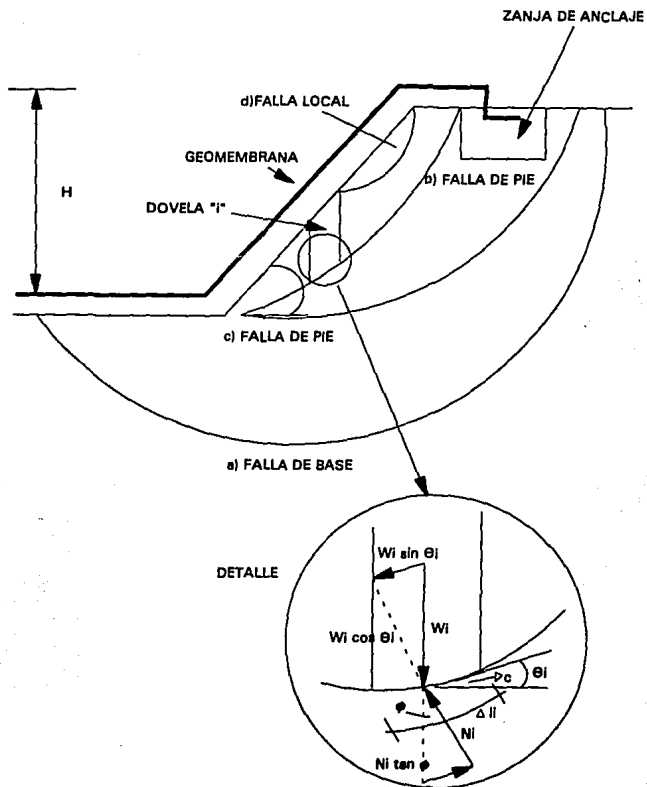
$\Delta l_i$  = Longitud de la dovela  $i$

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo

$c$  = Cohesión del suelo

$R$  = Radio del círculo de falla

En la ecuación anterior el factor  $R$  está fuera del denominador y del numerador y se pueden cancelar. Una vez que el factor de



**FIG. 4.9 TIPOS DE FALLA DE TALUD  
CON GEOMEMBRANA CUBIERTA DE SUELO**

seguridad ha sido calculado de la selección arbitraria del centro y radio del círculo asumido, se procede a hacer una búsqueda para determinar que círculo en particular da el más bajo factor de seguridad. Cuando se encuentra este valor se evalúa bajo el criterio de  $FS < 1.0$  es inaceptable,  $FS = 1.0$  es una falla incipiente,  $FS > 1.0$  es estable, con valores altos existe siempre seguridad; se recomienda un valor de  $FS \approx 1.5$ .

El proceso descrito arriba consume mucho tiempo, por lo que han sido desarrolladas numerosas cartas de diseño al paso del tiempo, para suelos puramente cohesivos o cohesivos friccionantes sin presencia de agua para obtener una solución "rápida"; las figuras 4.10 y 4.11 son algunos ejemplos de esas cartas, en las que el factor de seguridad se calcula como sigue:

$$FS = c / ( N_s \gamma H )$$

Donde:

FS = Factor de seguridad

c = cohesión del suelo

$\gamma$  = Peso específico del suelo

H = altura vertical del talud

$N_s$  = Número de estabilidad tomado de la figura 4.10 o 4.11.

Las curvas se pueden usar también para revisar los cálculos de altura o ángulo de pendiente en la base, dado un factor de seguridad, resolviendo para los términos apropiados. Sin embargo, estas curvas deben usarse con cierta precaución y para situaciones que no son consideradas críticas, como pueden ser estanques donde la falla no podría causar pérdida de vidas, ni demandas de propietarios. Se desarrolla un ejemplo del empleo de estas curvas de diseño:

**EJEMPLO:** El revestimiento de geomembrana de un almacenamiento de 10 pies de profundidad, será colocado en un área donde el suelo

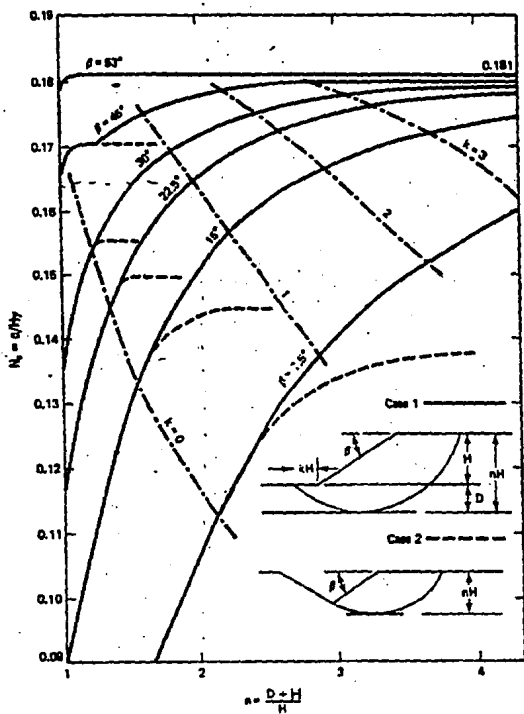


FIG. 4.10 CURVAS DE ESTABILIDAD PARA SUELOS COHESIVOS SIN PRESENCIA DE NAP.

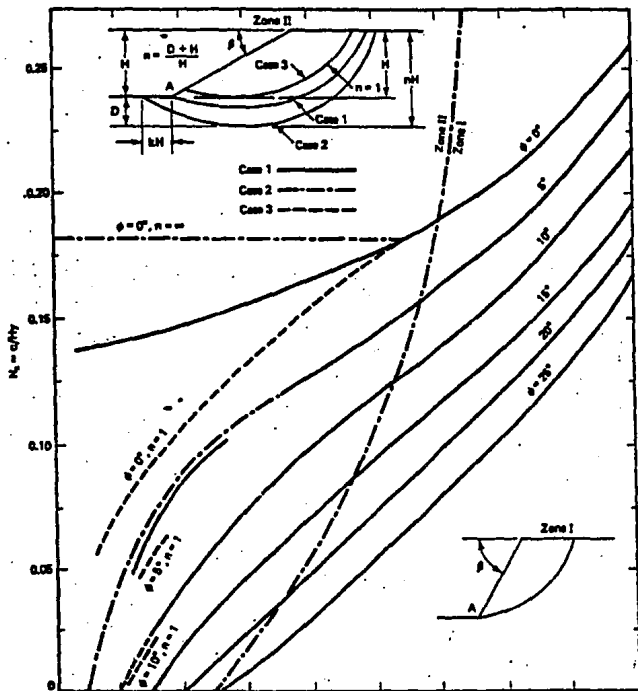


FIG. 4.11 CURVAS DE DISEÑO PARA SUELOS CUYO ESFUERZO ESTA EN FUNCION DE LA COHESIÓN Y FRICCIÓN

tiene una cohesión de 260 lb/ft<sup>2</sup> y un  $\gamma = 105$  lb/ft<sup>3</sup>, hay una capa dura de arena y grava de 10 pies debajo del fondo del almacenamiento propuesto, así una falla de base a esa profundidad se predice. ¿Que talud se requerirá con un FS = 1.5?

**SOLUCION:** Trabajando con la ecuación del FS y la figura 4.10 se tiene:

$$FS = c / ( Ns \gamma H )$$

$$1.5 = 260 / ( Ns (105) (10) )$$

$$Ns = 0.165$$

y para:

$$n = ( D + H ) / H$$

$$n = ( 10 + 10 ) / 10$$

$$n = 2.0$$

Entrando con los valores Ns y n, en la Fig. 4.10 se obtiene el ángulo del talud requerido que es de 22.5°, aproximadamente 2.5:1.

Respecto a las superficies de falla c y d, de la figura 4.9, se considera una leve variación. Si el revestimiento es cubierto con una capa de suelo y si está a tensión como en la parte de arriba del talud y entra en la zanja de anclaje (como usualmente ocurre), una fuerza de tensión puede ser incluida dentro del análisis. Por lo que la ecuación del factor de seguridad se traduce a:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [ ( w_i \cos\theta_i ) \tan\phi + \Delta l_i c ] R + T_x}{( w_i \sin\theta_i ) R}$$

Donde los nuevos términos son:

$$T = \sigma_y t$$

$\sigma_y$  = Esfuerzo de fluencia del revestimiento

t = Espesor del revestimiento

$x$  = Brazo de momento igual al  $R$  como el máximo.

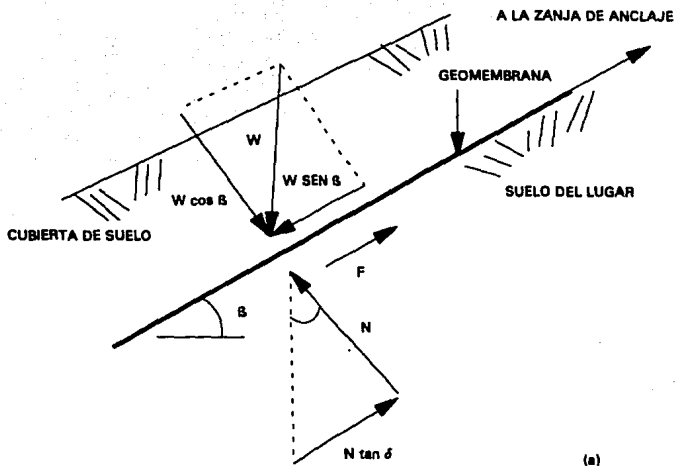
Si se usa un geotextil bajo el revestimiento o sobre el revestimiento en conjunción con la geomembrana, se incluirá de una manera similar. Hay que tener en cuenta que los efectos del geotextil incrementan el factor de seguridad para una localización de radio y círculo dado. Si uno omite el término correspondiente al geotextil, estaremos del lado de la seguridad. Si el revestimiento no está cubierto con suelo, no hay un esfuerzo normal para resistirse a la movilización.

Debido a que los cálculos del talud son tediosos y repetitivos, se han adaptado para su uso en la computadora, surgiendo así muchos programas semejantes y que pueden fácilmente ser adaptados para incluir el esfuerzo de tensión descrito arriba.

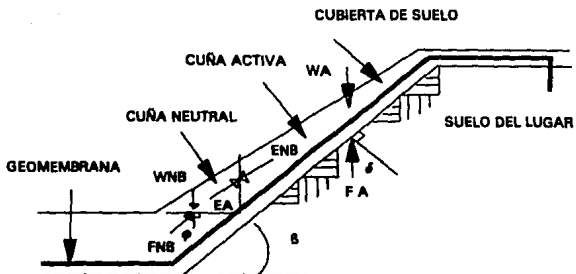
#### **4.2.5.2 ESTABILIDAD DE LA CUBIERTA DE SUELO TENIENDO UN ESPESOR UNIFORME**

El siguiente apartado se refiere cuando capas delgadas de suelo son colocadas en superficies inclinadas, cuidando el deslizamiento gravitacional hacia abajo. Un ejemplo de esta situación es cuando los revestimientos de arcilla son colocados en taludes, que algunas veces fallan por derrumbes, ocasionado así acumulación de material al pie del talud y dejan al descubierto parte del subsuelo. La misma situación es más propensa para ocurrir en cubiertas de suelo sobre geomembranas, en las cuales invariablemente la resistencia a la fricción es más baja que los substratos del suelo, los cuales forman por sí mismos la pendiente. El siguiente método de diseño para prevenir este deslizamiento de la cubierta de suelo es bastante confiable y está basado en condiciones estáticas. En el caso de un descenso rápido de los niveles del almacenamiento, se tomarán en cuenta las fuerzas de filtración, ya que es la situación más crítica.

En la figura 4.12 (a), se muestra un diagrama esquemático de las fuerzas involucradas en un segmento de subsuelo-geomembrana y



(a)



(b)

FIG. 4.12 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE LAS FUERZAS INVOLUCRADAS EN LAS CUBIERTAS DE SUELO SOBRE GEOMAMBRANAS.

a) UNIFORME; b) NO UNIFORME



cubierta de suelo con un espesor uniforme. Para este caso la ecuación de suma de fuerzas, a lo largo del talud  $\beta$  puede ser escrita, obteniéndose un factor de seguridad contra la falla de la siguiente manera:

$FS = \text{Fuerzas resistentes} / \text{Fuerzas de empuje}$

$FS = F / w \text{ sen}\beta$

$FS = N \text{ tan}\delta / w \text{ sen}\beta$

$FS = ( w \text{ cos}\beta \text{ tan}\delta ) / w \text{ sen}\beta$

$FS = \text{tan}\delta / \text{tan}\beta$

Donde:

$\beta$  = Angulo del talud

$\delta$  = Angulo de fricción entre el revestimiento y la cubierta de suelo.

La falla podría ocurrir en la interfase de la cubierta de suelo ya que la geomembrana está colocada desde el pie del talud hasta la zanja de anclaje.

El proceso de diseño para esta situación es usualmente dando el ángulo del talud  $\beta$ , y el factor de seguridad es seleccionado, dejando el ángulo de fricción entre la geomembrana y la cubierta de suelo como desconocido. Generalmente la geomembrana está ya seleccionada, por lo que la única variable es la calidad de la cubierta de suelo. La figura 4.13, proporciona curvas de diseño que pueden ser generadas para cualquier ángulo del talud y factor de seguridad. Estas curvas resultan dentro de un ángulo de fricción requerido entre la cubierta de suelo y la geomembrana. En el siguiente ejemplo se comparan los resultados de la curva de diseño con los de la tabla 4.4 (a).

**EJEMPLO:** ¿Que tipo de suelo se requiere para cubrir un revestimiento de EPDM, de pendiente 3 horizontales por 1 vertical usando un factor de seguridad de 1.3?

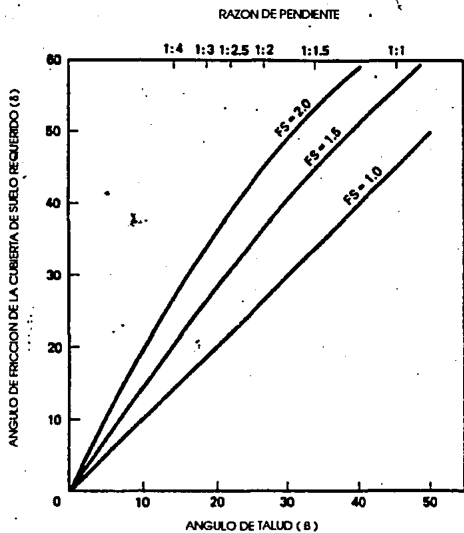


FIG. 4.13 CURVAS DE DISEÑO PARA ESPESORES UNIFORMES DE CUBIERTAS DE SUELO

# TABLA 4.4

## VALORES DEL ANGULO DE FRICCION

(a) SUELO - GEOMEMBRANA

GEOMEMBRANA	TIPO DE SUELO		
	ARENA DE CONCRETO (Ø = 30)	ARENA DE OTTAWA (Ø = 28)	ARENA DE MICA (Ø = 28)
EPDM	24 (0.80)	20 (0.71)	24 (0.92)
PVC			
ASPERO	27 (0.90)	-	25 (0.96)
LISO	25 (0.83)	-	21 (0.81)
CSPE	25 (0.83)	21 (0.75)	23 (0.88)
HDPE	18 (0.80)	18 (0.64)	17 (0.66)

(b) GEOMEMBRANA - GEOTEXTIL

GEOTEXTIL	GEOMEMBRANA				
	EPDM	ASPERO	LISO	CSPE	HDPE
CZ 600	23	23	21	15	8
TYPAR 3401	18	20	18	21	11
POLIFILTRO X 500 X	17	11	10	9	6
	21	28	24	13	10

SUELO - GEOTEXTIL

GEOTEXTIL	TIPOS DE SUELO		
	ARENA DE CONCRETO (Ø = 30)	ARENA DE OTTAWA (Ø = 28)	ARENA DE MICA (Ø = 28)
CZ 600	30 (1.00)	26 (0.93)	25 (0.96)
TIPAR 3401	26 (0.87)	-	-
POLIFILTRO X 500 X	26 (0.87)	-	-
	24 (0.80)	24 (0.88)	23 (0.88)

TOMADO DE: MARTIN, J. P. et al. "EVALUACION EXPERIMENTAL DE LA FRICCION ENTRE GEOMEMBRANAS, GEOTEXTILES Y SUELOS  
CONFERENCIA DE GEOMEMBRANAS, DENVER, COLORADO, JUNIO DE 1984, pp.191-196.

**SOLUCION:** Una pendiente 3:1 forma un ángulo de  $18.4^\circ$ , entrando con este valor a las curvas de diseño de la figura 4.13 e interpolando el FS = 1.3, se obtiene un valor de  $\delta = 23.5^\circ$ . Por otro lado usando los datos de la tabla 4.4 (a), se desprende que para el EPDM, ambos la arena para concreto y la arena de mica-esquistos, tienen un valor de  $\delta = 24^\circ$ , por lo que podrían ser usadas para este caso, también se nota que la arena de Ottawa no es adecuada.

#### **4.2.5.3. ESTABILIDAD DE LA CUBIERTA DE SUELO TENIENDO ESPESORES QUE DISMINUYEN**

Desde la sección 4.2.5.2, se vió que la cubierta de suelo sobre la geomembrana puede deslizarse o derrumbarse muy fácilmente, bajo condiciones estáticas uniformes. Para aliviar en algo esta situación, se recomienda comúnmente el disminuir la cubierta de suelo con relación al espesor de la zona del fondo y gradualmente llegar a un adelgazamiento en el hombro, como se muestra en la Fig. 4.12 (b). La solución de una infinidad de pendientes (como se describió en la sección precedente), no puede ser usada en este caso, el método de análisis se basa también en condiciones estáticas, por lo que se hace un diagrama esquemático de las fuerzas involucradas (Fig. 4.12 (b)), las fuerzas que actúan en la cuña activa a lo largo de la disminución de la sección tienden a causar la falla y el bloque neutral, que es la sección más pequeña triangular, es la que tiende a resistir la falla. Las fuerzas individuales anteriores son las siguientes:

$W_a$  = Peso de la cuña activa.

$F_a$  = Fuerza friccionante de la cubierta de suelo actuando sobre el revestimiento, desconocida en magnitud pero conocida en dirección, la cual es un ángulo  $\delta$  perpendicular al revestimiento.

$\delta$  = Angulo de fricción entre la cubierta de suelo y el revestimiento (ver tabla 4.4 a).

$E_a$  = Fuerza del bloque neutral actuando sobre la cuña activa, desconocida en magnitud pero asumida paralela a la pendiente de

la cubierta de suelo.

$E_{NB}$  = Fuerza de la cuña activa actuando sobre el bloque neutral, igual en magnitud pero en dirección opuesta a  $E_A$ .

$W_{NB}$  = Peso del bloque neutral.

$F_{NB}$  = Fuerza de fricción del suelo debajo del bloque neutral, desconocida en magnitud pero conocida en dirección, la cual es un ángulo  $\phi$  con la vertical.

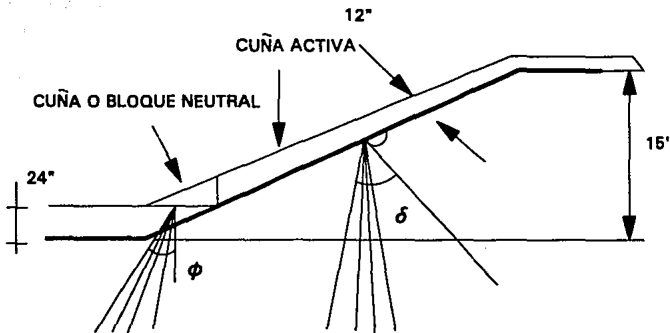
$\phi$  = Angulo de fricción interna de la cubierta de suelo.

El procedimiento es de tipo gráfico, no obstante el polígono de fuerzas para ambos (la cuña activa y el bloque neutral), son repetidamente dibujados hasta la convergencia de los polígonos. Cada iteración es hecha usando un factor de seguridad diferente, el cual es aplicado hasta los ángulos  $\delta$  y  $\phi$ . Se presenta un ejemplo de aplicación de los conceptos anteriores:

**EJEMPLO:** Determine el factor de seguridad de un talud 3:1, el cual está cubierto con un revestimiento de CSPE (ver Fig.4.14), y con una cubierta de suelo que disminuye de 24 pul. en el pie a 12 pul. en el hombro, formada por arena para concreto con un peso de 100 lb/pie<sup>3</sup> y como se vió en la tabla 4.4 (a) se hace con un  $\delta = 25^\circ$  y un  $\phi = 30^\circ$ . La fosa es de 15 pies de profundidad sin incluir la cubierta de suelo.

**SOLUCION:** El procedimiento está esquematizado en la Fig. 4.14, siguiendo estos pasos:

- a) El talud es dibujado a una escala conveniente.
- b) Los pesos de la cuña activa y el bloque neutral son calculados.
- c) La fuerza del polígono del bloque activo es dibujada a una escala conveniente. El peso es colocado verticalmente hacia abajo, entonces  $F_A$  es colocado a  $\delta = 25^\circ$  normal a la pendiente y



$$W_a = 43 \cdot 1.5 \cdot 100 = 6450 \text{ lb/ft}$$

$$W_{NB} = 0.5 \cdot 6.0 \cdot 2.1 < 100 = 6301 \text{ lb/ft}$$

$$\text{ENSAYO 1: FS} = 1.0$$

$$\phi = 30^\circ \quad \delta = 25^\circ$$

$$\text{ENSAYO 2: FS} = 1.25$$

$$\phi = 24^\circ \quad \delta = 20^\circ$$

$$\text{ENSAYO 3: FS} = 1.5$$

$$\phi = 20^\circ \quad \delta = 16.7^\circ$$

$$\text{ENSAYO 4: FS} = 2.0$$

$$\phi = 15^\circ \quad \delta = 12.5^\circ$$

**FIGURA 4.14 REPRESENTACION DEL PROBLEMA**

$E_a$  es colocado paralelo a la superficie de la cubierta de suelo, el polígono se cierra y se mide el valor temporal de  $E_a$ .

d) El polígono de fuerzas del bloque neutral se dibuja a la misma escala,  $W_{ns}$  se pone verticalmente hacia abajo entonces  $F_{ns}$  se pone a  $\phi = 30^\circ$  de la vertical y finalmente  $E_a$  (desde la fuerza activa del polígono), es usado tentativamente para cerrar el polígono. Se ve que queda corto para aproximadamente 600 lb/ft, esta tentativa no obstante, está trazada en el resumen de diagramas. Está definido arbitrariamente como positivo y se asume un  $FS = 1.0$ .

e) Los procedimientos de los pasos c y d se repiten ahora usando  $FS = 1.25$ , lo que se aplica a ambos  $\delta$  y  $\phi$ :

$$\delta = 25/1.25 = 20^\circ$$

$$\phi = 30/1.25 = 24^\circ$$

Ahora los resultados del procedimiento de  $E_{ns}$ , son muy aproximados a 150 lb/ft, también aparece en el resumen de diagramas.

f) Dos pruebas adicionales fueron hechas con  $FS = 1.5$  ( $\delta = 16.7^\circ$  y  $\phi = 20^\circ$ ), cuyos resultados son excesivos al valor de  $E_{ns}$  de aproximadamente 350 lb/ft y con un  $FS = 2.0$  ( $\delta = 12.5^\circ$  y  $\phi = 15^\circ$ ), cuyos resultados son valores excesivos de  $E_{ns}$  de aproximadamente 650 lb/ft.

g) Tomando juntas esas 4 pruebas y sus errores en  $E_{ns}$ , se unen en una misma curva en la cual el error cero es usado para obtener el  $FS$  que se pide, dando igual a 1.2 (ver Fig. 4.15).

#### 4.2.6 DISEÑO DE LAS ZANJAS DE ANCLAJE

En la figura 4.3 se pueden apreciar secciones de revestimientos de geomembranas para almacenamientos, en las que el revestimiento llega hasta arriba desde el fondo del vaso, cubriendo los

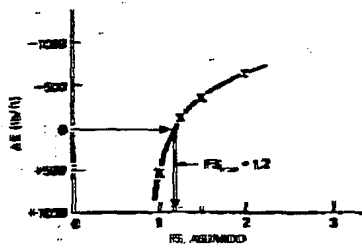
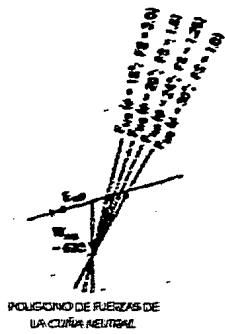


FIG. 4.15 POLIGONOS DE FUERZAS

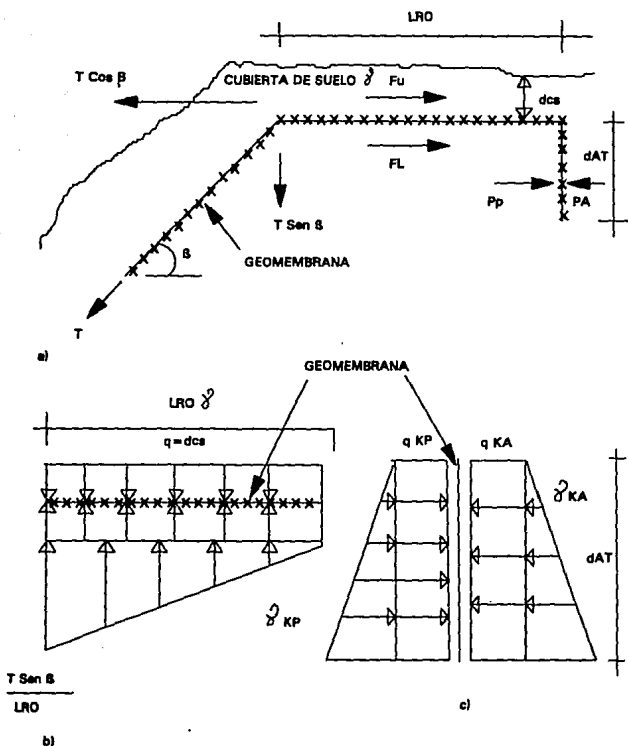


taludes, después recorre una pequeña distancia y se introduce en la zanja de anclaje, la cual es usualmente construída por una máquina adecuada, el revestimiento es colocado sobre el borde de la zanja y se procede a rellenarlo con el mismo material producto de la excavación. El relleno anterior de suelo será compactado en capas al igual que el proceso de la cubierta. Aunque el concreto ha sido usado como material de relleno, es raramente justificado. Respecto al diseño de la longitud de salida  $L_{ao}$  y la profundidad de la zanja de anclaje  $d_a$ , hay dos casos que pueden ser considerados: uno es con cubierta de suelo extendiéndose sobre el hombro de la sección saliente y la zanja de anclaje, la otra cuando no está cubierta con suelo y el revestimiento está expuesto hasta que entra a la zanja de anclaje. La Fig. 4.16 esquematiza esta situación junto con las fuerzas y esfuerzos involucrados. El esquema anterior está ilustrado con la cubierta de suelo en el lugar, la cual ejerce una sobrecarga de presión  $q$ . Cuando no se usa cubierta de suelo  $q$  es igual a cero. El diseño se basa en una fuerza de tensión  $T$ , actuando en la pendiente del ángulo  $\beta$ . Esto provoca una fuerza de fricción móvil en la sección saliente, la cual se extiende hasta la zanja de anclaje, cuando esto sucede una fuerza horizontal es aplicada en la sección vertical de la misma zanja, lo cual tiene similitud con problemas de presión lateral de tierra. Un modelo semejante es usado en este procedimiento, donde el límite de la presión activa y pasiva son asumidos como capaces de ser movilizados. Aunque esta suposición parece razonable en la porción de arriba de la zanja de anclaje, esto probablemente no sea el caso en las porciones bajas, donde el fenómeno es más probable que ocurra. No obstante, usando las condiciones de Rankine para el caso pasivo, se está del lado conservador en la solución del problema.

Haciendo  $\sum F_x = 0$  en la figura 4.16, se tiene:

$$T \cos \beta (FS) + P_A = P_P + F_U + F_L$$

Donde:



**FIG. 4.16 ESQUEMA GENERAL DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES**

- a) ESQUEMA GENERAL DEL HOMBRO DEL TALUD
- b) DISTRIBUCION DE PRESIONES EN LA LONGITUD SALIENTE (LRO)
- c) DISTRIBUCION DE PRESIONES EN LA ZANJA DE ANCLAJE

$$T = \sigma_y t$$

$\sigma_y$  = Esfuerzo de fluencia del revestimiento.

$t$  = Espesor del revestimiento.

$\beta$  = Angulo de la pendiente.

$$P_A = 0.5 \gamma d^2_{AT} K_A + q d_{AT} K_A$$

$\gamma$  = Peso unitario del suelo de relleno.

$d_{AT}$  = Profundidad de la zanja de anclaje.

$K_A$  = Coeficiente de empuje activo de tierra.

$$K_A = \tan^2 (45 - \delta/2)$$

$\delta$  = Angulo de fricción suelo de relleno-geomembrana.

$$P_P = 0.5 \delta d^2_{AT} K_P + q d_{AT} K_P$$

$K_P$  = Coeficiente de empuje pasivo de tierra.

$$K_P = \tan^2 (45 + \delta/2)$$

$F_U$  = Fuerza de fricción sobre el hombro del revestimiento.

$$F_U = q \tan \delta (L_{SO})$$

$q$  = Sobrecarga de la cubierta de suelo =  $d_{CS} \gamma_{CS}$ .

$d_{CS}$  = Profundidad de la cubierta de suelo.

$\gamma_{CS}$  = Peso unitario de la cubierta de suelo.

$L_{SO}$  = Longitud de la sección saliente.

$$F_L = (q + (0.5 T \sin \beta) / L_{SO}) \tan \delta (L_{SO})$$

$FS$  = factor de seguridad.

El factor de seguridad está en términos de la fuerza  $T$ , que es limitada por el esfuerzo de fluencia. En el siguiente ejemplo, se tratan ambos casos sin cubierta de suelo y con cubierta de suelo, usando un  $FS = 1.0$ , lo que podría ser extendido después a otros valores de  $FS$  y distintas condiciones.

**EJEMPLO:** Dada una geomembrana de CPE de 30 mil de espesor, con un  $\sigma_y = 100,000 \text{ lb/ft}^2$ , de pendiente 3H por 1V de talud; para una longitud saliente de 3.0 ft. ¿Cuál será la profundidad de la zanja de anclaje para: (a) sin cubierta de suelo; y (b) con 12 plg de cubierta de suelo pesando  $100 \text{ lb/ft}^3$ ? En los cálculos siguientes se usa  $\phi = 30^\circ$ , para el relleno de la zanja de anclaje y  $\delta = 20^\circ$  de ángulo de fricción para la sección saliente.

SOLUCION: (a) Sin cubierta de suelo; por lo tanto  $q=0$ .

$$K_A = \tan^2(45 - \delta/2)$$

$$K_A = 0.333$$

$$K_P = \tan^2(45 + \delta/2)$$

$$K_P = 3.0$$

$$P_A = 0.5 \gamma d^2_{AT} K_A$$

$$P_A = 0.5(100)d^2_{AT}(0.333)$$

$$P_A = 16.5 d^2_{AT}$$

$$P_P = 0.5 \gamma d^2_{AT} K_P$$

$$P_P = 0.5(100)d^2_{AT}(3.0)$$

$$P_P = 150 d^2_{AT}$$

$$T = \sigma \gamma t$$

$$T = 100,000(0.0025)$$

$$T = 250 \text{ lb/ft}$$

$$F_L = 0.5 T \text{ sen} \beta \tan \delta$$

$$F_L = 0.5 (250) \text{ sen} 18.4^\circ \tan 20^\circ$$

$$F_L = 14.3 \text{ lb/ft.}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación de fuerzas, se tiene:

$$T \cos \beta (FS) + P_A = P_P + F_L$$

$$250 \cos 18.4^\circ (1.0) + 16.5 d^2_{AT} = 150 d^2_{AT} + 14.3$$

$$d_{AT} = 1.29 \text{ ft}$$

(b) Con cubierta de suelo, por lo tanto  $q > 0$ . El problema ahora está en términos de una sobrecarga la cual está dada por:

$$q = d_{cs} \gamma_{cs}$$

$$q = 1.0(100)$$

$$q = 100 \text{ lb/ft}^2$$

sustituyendo en las ecuaciones anteriores se tiene:

$$P_A = 0.5 \gamma d^2_{AT} K_A + q d_{AT} K_A$$

$$P_A = 0.5(100)d^2_{AT}(0.333) + 100 d_{AT}(0.333)$$

$$P_A = 16.5 d^2_{AT} + 33.3 d_{AT}$$

$$P_P = 0.5 \gamma d^2_{AT}(3.0) + 100 d_{AT}(3.0)$$

$$P_P = 150 d^2_{AT} + 300 d_{AT}$$

$$P_U = q \tan \delta (L_{AO})$$

$$F_u = 100 \tan 20^\circ (3.0)$$

$$F_v = 109.2 \text{ lb/ft}$$

$$F_L = [q + (0.5 T \sin \beta) / L_{\text{so}}] \tan \delta (L_{\text{so}})$$

$$F_L = [100 + (0.5 (250) \sin 18.4^\circ) / 3.0] \tan 20^\circ (3.0)$$

$$F_L = 123.5 \text{ lb/ft}$$

Sustituyendo ahora los valores anteriores en la ecuación de fuerzas, se tiene:

$$T = \cos \beta (FS) + P_A = P_P + F_u + F_L$$

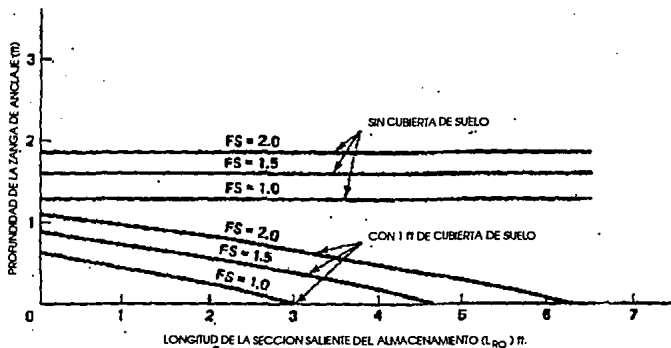
$$250 \cos 18.4^\circ (1.0) + 16.5 d_{\text{ar}}^2 + 33.3 d_{\text{ar}} = 150 d_{\text{ar}}^2 + 300 d_{\text{ar}} + 109.2 + 123.5$$

$$133.5 d_{\text{ar}}^2 + 267 d_{\text{ar}} - 4.3 = 0$$

$$d_{\text{ar}} = 0.015 \text{ ft.}$$

Se concluye de los dos resultados anteriores que al no haber una cubierta de suelo (a), la profundidad de la zanja de anclaje aumenta y por el contrario cuando se cuenta con una cubierta de suelo (b), la profundidad disminuye.

En el ejemplo anterior se toma un  $FS = 1.0$  y da una idea de los números generadores para 2 situaciones (sin cubierta de suelo *vs.* 1 pie de cubierta de suelo), el procedimiento anterior puede llevar al establecimiento de curvas de diseño, como las de la Fig. 4.17, para un  $FS = 1.0, 1.5, 2.0$  y para combinaciones de valores de longitudes salientes, con la finalidad de notar el efecto sobre la profundidad de la zanja de anclaje requerido. Generalmente, cuando el revestimiento no lleva una cubierta de suelo se necesita usar una zanja de anclaje, mientras que si cuenta con la cubierta muchas veces no es necesaria la zanja de anclaje.



PROFUNDIDAD DE LA ZANJA DE ANCLAJE vs. LONGITUD DE LA SECCION SALIENTE, PARA 30 mts DE CPE.

$\sigma_v = 100,000 \text{ lb/ft}$

3H : 1V DE PENDIENTE

$\delta = 20^\circ$

$\phi = 30^\circ$

FIG. 4.17 CURVAS DE DISEÑO PARA LA PROFUNDIDAD DE LAS ZANJAS DE ANCLAJE vs. LA LONGITUD SALIENTE EN EL HOMBRO, PARA VARIOS F. S.

Muchas compañías de E.U., especifican 2 pies de profundidad para las zanjas de anclaje y 3 pies para las secciones salientes. Se puede usar el modelo presentado anteriormente, con variedad de condiciones para llegar a la solución del problema, para situaciones similares donde las geomembranas son usadas en combinación con geotextiles (bajo, sobre o ambos), dentro de la zanja de anclaje pueden ser analizadas de una manera similar.

#### **4.2.7 EVALUACION DEL GASTO DE INFILTRACION EN GEOMEMBRANAS Y DEL TIEMPO DE MIGRACION**

Las geomembranas de los materiales más usados (ver 3.2.1), son aun más impermeables que los suelos compactados, éstas presentarán una filtración por conductibilidad hidráulica o permeabilidad, distinguiéndose dos tipos de flujo: el debido a la permeabilidad primaria del revestimiento en el sentido normal al plano y el que se da a través de discontinuidades o permeabilidad secundaria.

En el primer caso el líquido almacenado, tenderá a infiltrarse en la geomembrana, razón por la cual su espesor ( $T_g$ ) es determinante en el gasto y tiempo de infiltración. El espesor varia de 0.5 a 3 mm para polímeros y de 6.3 a 25.4 mm cuando se usan asfaltos.

Para estimar el caudal a través del revestimiento se emplean relaciones entre su conductibilidad hidráulica o permeabilidad, caudal del fluido y espesor de la geomembrana, siendo éstas:

a) Conductibilidad hidráulica o permeabilidad  $k$ , es el volumen de fluido  $V$ , que pasa por unidad de superficie de geomembrana  $A$ , con un gradiente unitario  $i$ , en una unidad de tiempo  $t$ .

De la ley de Darcy:

$$Q = k i A$$

$$k = Q/(i A)$$

Sustituyendo  $Q = V/t$

$$k = V / (i A t) \quad [m s^{-1}]$$

b) Permisibilidad  $\psi$ , es el volumen de fluido V, que pasa por unidad de superficie de geomembrana A, con una carga hidráulica unitaria h, en una unidad de tiempo t.

$$\psi = V / (A h t) \quad [s^{-1}]$$

c) Impedancia I, es el tiempo t necesario para que una unidad de volumen de fluido V, pase por una unidad de superficie de geomembrana A, con una carga hidráulica unitaria h.

$$I = A t h / V \quad [s]$$

d) Permanencia w, es la masa de fluido M, que pasa por unidad de superficie de geomembrana A, por cada unidad de presión p en una unidad de tiempo t.

$$w = M / (A p t) \quad [kg cm^{-2} pa^{-1} s^{-1}]$$

e) Tasa de transmisión de vapor de agua WVT.- Masa de vapor de agua M, que pasa a través de una unidad de superficie de geomembrana A, en una unidad de tiempo t, bajo una presión p.

$$WVT = M / (At) \quad [kg m^{-2} s^{-1}]$$

Relacionando los 5 términos anteriores se obtiene:

$$k = \psi Tg$$

$$I = 1/\psi$$

$$w = \psi/g$$

$$WVT = p w = p\psi/g$$

Donde:

Tg = Espesor de la geomembrana

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

p = Presión de vapor en la prueba de transmisibilidad.



Dado que la conductibilidad hidráulica equivalente ( $k_g$ ), obtenida en pruebas de transmisión de vapor de agua, se interpreta como el flujo del agua a través de los poros de la geomembrana y a que el mecanismo real de la migración del agua es diferente, ya que  $k_g$  varía con el gradiente y con la carga hidráulica, se ha optado por usar el concepto de coeficiente de migración en geomembranas ( $m_g$ ), el cual se define como:

$$m_g = k_g \Delta h \quad \text{en } m^2/s$$

Haciéndolo para un gasto unitario:

$$q_g = Q_g/A = m_g/T_g \quad \text{en } m/s$$

Donde:

$q_g$  = Gasto unitario por unidad de superficie de geomembrana A, debido a la permeabilidad.

$Q_g$  = Gasto total debido a la permeabilidad.

$m_g$  = Coeficiente de migración de la geomembrana.

Teniendo en consideración lo anterior, para calcular el gasto por transmisibilidad hidráulica, que pasa a través de una geomembrana, pueden usarse las siguientes fórmulas:

$$Q_g = k_g A i \quad \text{en } m^3/s$$

$$Q_g = m_g A/T_g \quad \text{en } m^3/s$$

Se utilizará la primera cuando se realicen ensayos en permeámetro y la segunda cuando se apliquen resultados de pruebas de transmisión de vapor de agua.

En la tabla 4.5 se aprecian para los polímeros más usuales, algunos valores del coeficiente de migración ( $m_g$ ) y su equivalente coeficiente de conductibilidad hidráulica de geomembranas ( $k_g$ ).

**Ejemplo:** Calcular el gasto de infiltración y el tiempo de migración de un almacenamiento que tiene un tirante de 2.5 m y un revestimiento impermeable a base de:

a) Una membrana de PVC de 1 mm de espesor y  $k = 1.2 \times 10^{-13}$  m/s.

b) Una membrana de polietileno clorosulfonato de 36 mils (0.9144mm) de espesor y  $k = 3.2 \times 10^{-14}$  m/s.

c) Una membrana de HDPE de 40 mils (1 mm) de espesor y  $k = 1.1 \times 10^{-15}$  m/s.

Ver la figura 4.18.

Solución:

a) Cálculo del gasto de infiltración por hectárea; aplicando la fórmula de Darcy:

$$Q = k A [(t+D)/D]$$

$$Q = 1.2 \times 10^{-13} (10\ 000) [(2.5 + 0.001)/0.001]$$

$$Q = 3.0 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{ha}/\text{s}$$

$$Q = 0.259 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{día}$$

$$Q = 259 \text{ l}/\text{ha}/\text{día}$$

Cálculo del tiempo de migración:

$$t = d/v$$

$$\text{pero } v = k i$$

$$t = d/(ki)$$

$$t = 0.001 / [1.2 \times 10^{-13} ((2.5 + 0.001)/0.001)]$$

$$t = 3.3 \times 10^6 \text{ s}$$

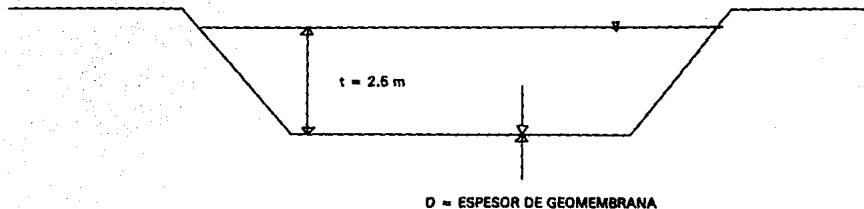
$$t = 38.6 \text{ días}$$

b) Para la geomembrana de polietileno clorosulfonato (Hypalon):

$$Q = k A [(t+D)/D]$$

$$Q = 3.2 \times 10^{-14} (10\ 000) [(2.5 + 0.0009144)/0.0009144]$$

$$Q = 8.75 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{ha}/\text{s}$$



**FIGURA 4.18**

**CALCULAR EL GASTO DE INFILTRACION**

**Y EL TIEMPO DE MIGRACION**

## GRAFICA 4.5

VALORES DEL COEFICIENTE DE MIGRACION (mg) Y SU  
EQUIVALENTE COEFICIENTE DE CONDUCTIBILIDAD HIDRAULICA  
DE GEOMEMBRANAS (kg)

POLIMERO	Tg (mm)	mg $10^{-15}$ m/s	kg $10^{-15}$ m/s
HULE BUTILO	0.85	3.8	27
POLIETILENO CLORADO	0.85	2.6	18
POLIETILENO CLOROSULFONADO	0.89	4.5	32
NEOPRENO	0.91	5.0	35
POLIETILENO DE BAJA DENSIDAD	0.76	0.51	3.5
POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD	0.80	0.16	1.1
PVC	0.79	17.0	120

Giroud, Bonaparte, 1989.

$$Q = 0.0756 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{día}$$

$$Q = 7.6 \text{ l}/\text{ha}/\text{día}$$

Cálculo del tiempo de migración:

$$t = d/(ki)$$

$$t = 0.0009144 / [3.2 \times 10^{-14} ((2.5 + 0.0009144)/0.0009144)]$$

$$t = 1.04 \times 10^7 \text{ s}$$

$$t = 120.9 \text{ días}$$

c) Para la geomembrana de polietileno de alta densidad (HDPE)

$$Q = k A [(t+D)/D]$$

$$Q = 1.1 \times 10^{-15} (10\ 000) [(2.5 + 0.001)/0.001]$$

$$Q = 2.75 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{ha}/\text{s}$$

$$Q = 0.00238 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{día}$$

$$Q = 2.4 \text{ l}/\text{ha}/\text{día}$$

Cálculo del tiempo de migración:

$$t = d/(ki)$$

$$t = 0.001 / [1.1 \times 10^{-15} ((2.5 + 0.001)/0.001)]$$

$$t = 3.635 \times 10^8 \text{ s}$$

$$t = 4.207 \times 10^3 \text{ días}$$

$$t = 11.5 \text{ años.}$$

#### 4.2.7.1 FUGAS POR DISCONTINUIDADES

Las discontinuidades en las geomembranas se deben a defectos de fabricación, daños durante la instalación u operación o bien a uniones defectuosas. Estos defectos se clasifican en base a su diámetro comparado con el espesor de la geomembrana.

Tomando en cuenta lo anterior los defectos se clasifican en:

a) Microagujeros cuando su diámetro es menor al espesor de la membrana ( $d < T_f$ )

b) Agujeros pequeños, con diámetro medio de 2 mm

c) Agujeros grandes, con diámetro medio de 11.3 mm

Para estimar el gasto a través de un microagujero, se asume que se comporta como un tubo, por lo que se emplea la ecuación de Poiseuille:

$$Q_p = \pi \gamma_w g h_w d_p^4 / (128 \eta T_p) \quad \text{en m}^3/\text{s} \quad (\text{A})$$

donde:

$Q_p$  = gasto a través del microagujero

$h_w$  = tirante de agua sobre la membrana en m

$T_p$  = espesor de la membrana en m

$d_p$  = diámetro del microagujero en m

$\gamma_w$  =  $1000 \text{ kg/m}^3$  = peso específico del agua

$\eta$  =  $10^{-3} \text{ kg/(m s)}$  = viscosidad dinámica del agua a  $20^\circ\text{C}$

$g$  = aceleración de la gravedad =  $9.81 \text{ m/s}^2$

En lo que respecta al gasto de los agujeros pequeños y grandes se hace una analogía con un orificio con descarga libre, aplicándose entonces la ecuación de Bernoulli:

$$Q_h = C_b a_h \sqrt{2 g h_w} \quad \text{en m}^3/\text{s} \quad (\text{B})$$

donde:

$Q_h$  = gasto a través del agujero

$C_b$  = coeficiente adimensional para un fluido newtoniano en un orificio de pared delgada

$a_h$  = superficie del agujero en  $\text{m}^2$

$g$  y  $h_w$  iguales a la ecuación (A)

Las ecuaciones A y B, son aplicables cuando bajo las geomembranas exista un sistema de recolección de pérdidas o un material permeable ( $k > 10^{-9} \text{ m/s}$ ) como puede ser un suelo granular.

Para proceder al cálculo de los gastos anteriores, se requiere determinar el diámetro medio y frecuencia de los agujeros.

Algunos autores (Giroud, Bonaparte, 1989), consideran un agujero por cada  $4,000 \text{ m}^2$  con dos tamaños posibles: grande con una superficie de  $1 \text{ cm}^2$  (para cálculo individual de las dimensiones de los elementos del sistema colector de filtraciones) y un agujero pequeño con superficie de  $0.031 \text{ cm}^2$  (para el diseño general del sistema de subdrenaje, cuando este exista).

Las frecuencias de los agujeros son considerando un buen control de calidad en su fabricación, colocación y conservación de la

geomembrana. Cuando lo anterior no se cumple, en particular en la instalación y sellado de uniones, se puede suponer una frecuencia mayor, del orden de un agujero por cada 400 m<sup>2</sup>.

**Ejemplo:** Para una frecuencia de un microagujero y un agujero por cada 4,000 m<sup>2</sup>, se presentan los gastos estimados, en m<sup>3</sup> por hectárea por día, para una membrana de polietileno de alta densidad, de 1 mm de espesor, con un tirante de agua de 3 m y capas de material granular grueso arriba y abajo de la geomembrana:

Debida a:	d del agujero	gasto
Permeabilidad	-----	0.1
Microagujero	0.1 mm	0.01
Agujero pequeño	2.0 mm	3.0
Agujero grande	11.3 mm	100.0

Los resultados anteriores son obtenidos aplicando las ecuaciones A y B, y redondeando los resultados. Para la estimación de filtraciones por permeabilidad, se ha considerado un coeficiente de migración ( $m_w$ ) de  $9 \times 10^{-14}$  m<sup>2</sup>/s.

## CONCLUSIONES

Los aspectos de impermeabilización con revestimientos flexibles (suelos compactados y geomembranas) en pequeños almacenamientos, tratados en este trabajo, permiten llegar a las conclusiones siguientes:

Las pérdidas de líquido por infiltración hacia el subsuelo en almacenamientos superficiales, se han idealizado con ecuaciones de flujo de agua en medios porosos, mismas, que dependiendo de sus condiciones de frontera, darán origen a diversos mecanismos de filtración.

Al determinar la magnitud de las fugas y posibilidad de inestabilidad del terreno, se debe analizar la viabilidad de una impermeabilización, mediante estudios económicos y geotécnicos para poder sustentar y justificar ese tipo de tratamiento del terreno. Los conceptos anteriores son aplicables a cualquier técnica de impermeabilización: selladores naturales, tratamientos químicos, revestimientos rígidos o revestimientos flexibles. En este estudio se consideraron los últimos: suelos finos compactados y el empleo de geomembranas, por ser los más utilizados en estos momentos.

En los suelos compactados, se debe asegurar la compatibilidad entre el material del revestimiento y el sustrato y que no exista riesgo de tubificación del revestimiento bajo ese gradiente hidráulico. La selección del material del revestimiento se realiza tratando de balancear sus propiedades más importantes como la permeabilidad, resistencia al corte, peso volumétrico compactado y resistencia a la erosión. El factor que más afecta la permeabilidad de un suelo compactado es la estructura, influyendo en esta última el contenido de agua y el método de compactación, por lo que para reducir la permeabilidad de un suelo, es primordial darle una estructura adecuada, más que el tratar de disminuir su porosidad; por esta razón en terraplones



con fines hidráulicos se recomienda compactar con un contenido de agua 2% mayor al óptimo.

En relación a la impermeabilización con membranas sintéticas, que son recubrimientos sintéticos impermeables a fluidos y partículas, su comportamiento depende de sus características particulares como: muy baja permeabilidad ( $k \leq 10^{-11}$  cm/s), alta deformabilidad, relativa resistencia mecánica y química y a su deterioro con el tiempo.

Las geomembranas se pueden reforzar con un geotextil si se desea incrementar su resistencia mecánica y su módulo de rigidez, así como estabilizar sus dimensiones.

Al seleccionar el tipo de geomembrana hay que buscar la combinación óptima de las siguientes propiedades: permeabilidad, compatibilidad química con el fluido que contendrá, temperatura de operación, exposición a la intemperie, así como el nivel de esfuerzos a que será sometida la geomembrana.

Existe hoy día ayudas para el diseño de revestimientos con geomembranas las cuales acortan el tiempo y disminuyen el trabajo de diseño.

Para que funcionen como se diseñaron, es necesario que las geomembranas sobrevivan a la transportación, manejo y demandas de construcción durante su colocación.

Se debe cuidar la compatibilidad del material de la geomembrana y de las juntas con el fluido que contendrá.

Es importante el diseño de las zanjas de anclaje, pues es ahí donde se fijan las geomembranas que cubren taludes. Cuando el revestimiento tiene una cubierta de suelo, la zanja de anclaje disminuye en profundidad y por el contrario cuando no hay

cubierta de suelo la profundidad aumenta, debido a la fricción que proporciona la cubierta de suelo a la geomembrana, dándole una mayor estabilidad.

Al comparar el gasto de infiltración y el tiempo de migración de los revestimientos con geomembranas y el revestimiento de arcilla se obtuvo que, con excepción de la geomembrana de polietileno de alta densidad (por su baja permeabilidad  $k=1.1 \times 10^{-15} \text{ m/s}$ ), el revestimiento de arcilla tendrá un gasto de infiltración y un tiempo de migración mayor, en relación con geomembranas de PVC y de Hypalon (ver tabla). Por lo anterior cuando se presenten las condiciones técnicas y económicas, es conveniente usar por una parte, una geomembrana para que la infiltración disminuya y, por otra, un suelo impermeable bajo ésta para que el tiempo de migración sea grande (líquidos peligrosos).

MATERIAL	ESPEJOR	$Qm^3/\text{ha}/\text{día}$	t migración
ARCILLA	60 cm	4.4640	3.7 años
PVC	1 mm	0.2590	38.6 días
HYPALON	0.9144 mm	0.0756	120.9 días
HDPE	1 mm	0.00238	11.5 años

No existe ningún material que sea 100% impermeable. Además debe considerarse que existe una permeabilidad primaria y otra secundaria, por lo que se debe recurrir a sistemas de impermeabilización con subdrenaje, cuando se requiera recuperar las fugas.

Si no es posible usar un sistema doble o combinado, se deberá seleccionar uno de ellos teniendo en cuenta lo siguiente:

a) El revestimiento de arcilla necesita de un conocimiento adecuado de las propiedades del suelo, un buen control de calidad durante la colocación, una protección en los taludes y tendrá un gasto de infiltración mayor. Si se logra lo anterior se tendrá un

revestimiento continuo y homogéneo, con una baja permeabilidad, resistente a la erosión por el agua, estabilidad ante gradientes hidráulicos de importancia, estabilidad volumétrica y un tiempo de migración mayor.

b) En el revestimiento con geomembranas, hay que revisar la compatibilidad química del revestimiento y de las uniones con el fluido a contener, proteger el revestimiento contra el sol y del vandalismo con una capa de suelo, tratar de realizar el menor número de uniones en campo, tener durante todo el proceso un estricto control de calidad y se obtendrá una infiltración muy pequeña con un tiempo de migración es menor

El usar uno u otro revestimiento dependerá de las características particulares del proyecto, como son el líquido almacenado, volumen de obra, área disponible y disposición de los materiales, así como del factor económico. Independientemente de la alternativa seleccionada, ésta resultará funcional siempre y cuando se realice con buena calidad el diseño, la instalación, la supervisión y la operación de la obra.

## APENDICE

### RELACIONES DE CONVERSION

En la actualidad, se usan diferentes sistemas de unidades siendo los más usados el Sistema Inglés y el Sistema Internacional de Unidades. En lo que respecta a los capítulos de geomembranas se usó el Sistema Inglés ya que las propiedades de los materiales, así como los nomogramas usados están reportados en dichas unidades.

Las siguientes relaciones de equivalencia permiten convertir unidades de un sistema a otro.

#### UNIDADES DE LONGITUD

1 mm = 0.0394 pul  
1 cm = 10 mm = 0.394 pul  
1 m = 100 cm = 39.4 pul = 3.28 ft  
1 km = 1000 m = 3280 ft = 0.621 milla  
1 pul = 2.54 cm  
1 mil = 0.001 pul = 0.0254 mm = 0.00254 cm  
1 ft = 0.3048 m  
1 yd = 0.914 m  
1 milla = 1.609 m km

#### UNIDADES DE AREA

1 cm<sup>2</sup> = 0.155 pul<sup>2</sup>  
1 m<sup>2</sup> = 10.8 ft<sup>2</sup> = 1.20 yd<sup>2</sup>  
1 ha = 2.47 acres  
1 pul<sup>2</sup> = 6.45 cm<sup>2</sup>  
1 ft<sup>2</sup> = 0.0929 cm<sup>2</sup>  
1 yd<sup>2</sup> = 0.835 m<sup>2</sup>  
1 acre = 0.405 ha  
1 acre = 43,560 ft<sup>2</sup>

#### UNIDADES DE VOLUMEN

$1 \text{ cm}^3 = 0.0610 \text{ pul}^3$   
 $1 \text{ m}^3 = 35.3 \text{ ft}^3 = 1.31 \text{ yd}^3$   
 $1 \text{ pul}^3 = 16.4 \text{ cm}^3$   
 $1 \text{ ft}^3 = 0.0283 \text{ m}^3$   
 $1 \text{ yd}^3 = 0.764 \text{ m}^3$

#### UNIDADES DE CAPACIDAD

$1 \text{ litro} = 1000 \text{ cm}^3$   
 $1 \text{ litro} = 61.0 \text{ pul}^3$   
 $1 \text{ litro} = 0.264 \text{ galón E.U.}$   
 $1 \text{ galón E.U.} = 3785 \text{ cm}^3$   
 $1 \text{ galón E.U.} = 231 \text{ pul}^3$   
 $1 \text{ galón E.U.} = 3.78 \text{ litros}$   
 $1 \text{ cm}^3 = 0.001 \text{ litros} = 2.64 \times 10^{-4} \text{ galón E.U.}$   
 $1 \text{ ft}^3 = 7.48 \text{ galón E.U.} = 28.3 \text{ litros}$

#### UNIDADES DE FUERZA

$1 \text{ N} = 102.0 \text{ g} = 0.225 \text{ lb} = 1.124 \times 10^{-4} \text{ ton}$   
 $1 \text{ g} = 9.81 \times 10^{-3} \text{ N} = 2.20 \times 10^{-3} \text{ lb} = 1.102 \times 10^{-6} \text{ ton}$   
 $1 \text{ lb} = 4.45 \text{ N} = 453.6 \text{ g} = 5.00 \times 10^{-4} \text{ ton}$   
 $1 \text{ ton U.S.} = 8.89 \times 10^3 \text{ N} = 9.07 \times 10^5 \text{ g} = 2000 \text{ lb}$

#### UNIDADES DE ESFUERZO

$1 \text{ N/m}^2 = 1 \text{ Pa}$   
 $1 \text{ N/m}^2 = 1.02 \times 10^{-5} \text{ kg/cm}^2 = 1.45 \times 10^{-4} \text{ lb/plg}^2$   
 $1 \text{ N/m}^2 = 2.08 \times 10^{-2} \text{ lb/ft}^2 = 1.04 \times 10^{-5} \text{ ton/ft}^2$   
 $1 \text{ kg/cm}^2 = 9.81 \times 10^4 \text{ N/m}^2 = 14.2 \text{ lb/plg}^2 = 2.05 \times 10^3 \text{ lb/ft}^2$   
 $1 \text{ kg/cm}^2 = 1.02 \text{ ton/ft}^2$   
 $1 \text{ lb/plg}^2 = 6.89 \times 10^3 \text{ N/m}^2 = 7.03 \times 10^{-2} \text{ kg/cm}^2 = 144 \text{ lb/ft}^2$   
 $1 \text{ lb/plg}^2 = 7.2 \times 10^{-2} \text{ ton/ft}^2$   
 $1 \text{ lb/ft}^2 = 4.79 \times 10 \text{ N/m}^2 = 4.88 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$   
 $1 \text{ lb/ft}^2 = 6.94 \times 10^{-3} \text{ lb/plg}^2 = 5.00 \times 10^{-4} \text{ ton/ft}^2$   
 $1 \text{ ton/ft}^2 = 9.58 \times 10^4 \text{ N/m}^2 = 9.76 \times 10^{-1} \text{ kg/cm}^2$

$$1 \text{ ton/ft}^2 = 13.9 \text{ lb/plg}^2 = 2000 \text{ lb/ft}^2$$

#### UNIDADES DE TEMPERATURA

$$1^{\circ}\text{C} = 1^{\circ}\text{K} = 1.8^{\circ}\text{F}$$

$$1^{\circ}\text{F} = 0.555^{\circ}\text{C} = 0.555^{\circ}\text{K}$$

$$0^{\circ}\text{K} = -273^{\circ}\text{C} = -460^{\circ}\text{F}$$

$$T_c = (5/9)(T_r - 32^{\circ})$$

$$= T_x - 273^{\circ}$$

$$T_x = T_c + 273^{\circ}$$

$$= (T_r + 460)/1.8$$

$$T_r = (9/5)T_c + 32^{\circ}$$

$$= 1.8 T_x - 460^{\circ}$$

## BIBLIOGRAFIA

Auvinet Grabiél y Raúl Esquivel. "*Impermeabilización de Lagunas Artificiales*". Limusa-Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 1a. edición. México 1986.

Auvinet Gabriel, Murillo R, Oliva C. "*Tendencias Actuales en el Desarrollo y uso de Geosintéticos*". Simposio sobre Geosintéticos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México 1990.

Frederick S. Merrit. "*Manual del Ingeniero Civil*". Mc Graw Hill, 3a. edición. Tomo I. México 1991.

Hernández Islas Roberto, Cordero Macías Cuahutémoc. "*Semana de la Geotécnia*". IPN-Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México 1991.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. "*Mecánica de Suelos, Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*". Limusa, 1a. edición. México 1986.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. "*Mecánica de suelos, Tomo III: Flujo de Agua en Suelos*". Limusa, 1a. edición. México 1984.

Koerner Robert M. "*Designing With Geosynthetics*". Prentice-Hall, 2a. edición. N.J., E.U.A. 1990.

Koerner Robert M. "*Construction and Geotechnical Methods in*

*Foundation Engineering*". Mc Graw Hill, 1a. edición. Singapore 1985.

Marsal, R. J. y Reséndiz, D. "Presas de Tierra y Enrocamiento". Limusa. México 1975.

Marsal, R. J. "El Proyecto de un Almacenamiento Pequeño". Simposio sobre Almacenamientos Pequeños, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 5-20. México 1975.

Murillo F. R. "Los Geosintéticos Como Material de Construcción". XV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. CICM. México, 1989.

Murillo F. R. "Hidráulica de Geosintéticos". Simposio sobre Geosintéticos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México 1990.

Murillo F. R. "Tecnología Para Revestimiento de Canales". Estudio interno, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. México 1993.

Murillo F. R. "Experiencias con Geomembranas". Simposio sobre Geosintéticos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México 1990.

Murillo F. R. "Geotecnología Ambiental". Simposio Geotecnia y Medio Ambiente. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. México 1991.



Murillo F. R. "Factores Físicos de los Rellenos Sanitarios". VIII Congreso de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. México 1992.

Ralph B. Peck. "Ingeniería de Cimentaciones". Limusa, 1a. edición, México 1990.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes. "Instructivo Para Efectuar Pruebas en Suelos". Dirección General de Proyectos y Servicios Técnicos y Concesiones. México, D.F., 1991.

Secretaría General de Obras del D.D.F. "Manual de Exploración Geotécnica". México, 1988.