



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA

ESTADO DEL ARTE EN EL COMPORTAMIENTO
DE SUELOS ESPECIALMENTE DIFÍCILES
SUJETOS A SOBRECARGA

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

ING. CIVIL – ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

P R E S E N T A :

HERNÁNDEZ GARCÍA ADRIÁN LUIS

TUTOR:

M. I. MORENO PECERO GABRIEL

2012



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ovando Shelley Efraín
Secretario: Dr. Marín Córdova Salvador
Vocal: M. I. Moreno Pecero Gabriel
1^{er} Suplente: Dr. Flores Castrellón Osvaldo
2^{do} Suplente: Ing. Sosa Garrido Roberto

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

DISTRITO FEDERAL, MÉXICO

TUTOR DE TESIS:

M. I. MORENO PECERO GABRIEL

FIRMA

Para mis amados padres, hermano y novia, por el apoyo incondicional brindado durante mis estudios de posgrado.

A mis compañeros de maestría que fueron parte fundamental para lograr la meta.

A la universidad nacional autónoma de México, por la oportunidad de pertenecer a esta casa de estudio, así como al CONACYT por el apoyo económico brindado, sin el cual no hubiera sido posible lograrlo.

A mis tutores y amigos maestros Gabriel Moreno Pecero y Sidonio García Ortiz.

A mis sinodales por sus valiosos comentarios y sugerencias.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN.	1
------------------	---

CAPÍTULO II

2. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS ORGÁNICOS Y TURBAS.	4
2.1. Introducción.	4
2.2. Sistema de clasificación. Pruebas de campo y laboratorio.	5
2.3. Descripción de las normas ASTM.	13
2.4. Práctica estándar para estimar el espesor de los depósitos de turba (ASTM D 4544).	22
2.5. Conclusiones.	25

CAPÍTULO III

3. DEFINICIÓN, ESTRUCTURA, MUESTREO Y PROPIEDADES DE LAS TURBAS.	26
3.1. Introducción.	26
3.2. Definición y estructura de la turba.	27
3.3. Muestreo de la turba.	32
3.4. Propiedades índice y químicas de las turba fibrosa.	36
3.5. Conclusiones.	42

CAPÍTULO IV

4. DEFORMABILIDAD DE LA TURBA FIBROSA.	43
4.1. Introducción.	43
4.2. Componentes del asentamiento de la turba fibrosa.	45
4.3. Deformabilidad de la turba fibrosa en el laboratorio.	46
4.4. Biodegradación de la turba fibrosa en el laboratorio.	59
4.5. Definición de la compresión secundaria.	61
4.6. Análisis de las curvas deformación vs log del tiempo.	65
4.7. Deformabilidad de los depósitos naturales de turba.	77

4.8.	Teorías utilizadas para predecir el asentamiento de la turba fibrosa.	114
4.9.	Conclusiones.	135

CAPÍTULO V

5.	RESISTENCIA CORTANTE DE LA TURBA FIBROSA.	137
5.1.	Introducción.	137
5.2.	Desarrollo de la resistencia cortante en los suelos minerales y de turba.	139
5.3.	Determinación de la resistencia cortante de la turba.	148
5.4.	Análisis de la resistencia al corte de la turba mediante pruebas triaxiales.	155
5.5.	Incremento de la resistencia al corte de la turba con la deformación.	159
5.6.	Conclusiones.	167

CAPÍTULO VI

6.	MÉTODO DE CONSOLIDACIÓN POR VACÍO.	168
6.1.	Introducción.	168
6.2.	Método de consolidación por vacío y método de precarga.	173
6.3.	Sistema de consolidación por vacío.	178
6.4.	Comportamiento del suelo bajo la presión de vacío.	185
6.5.	Comportamiento de un terraplén de prueba usando el MCV.	191
6.6.	Conclusiones.	199

CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES	200
---	------------

REFERENCIAS	217
--------------------	------------

ANEXO A	233
----------------	------------

ANEXO B	245
----------------	------------

ANEXO C	255
----------------	------------

ANEXO D	277
----------------	------------

ANEXO E	284
----------------	------------

1. INTRODUCCIÓN.

Cuando escuchamos o leemos la frase “*comportamiento mecánico de los suelos*”, nuestra mente inmediatamente idealiza a una arena o a una arcilla, ya que estos dos tipos de suelos son los predominantes en la mayor parte de nuestro país, con la arena a lo largo de toda nuestra costa y con la única e inigualable arcilla de la ciudad de México.

En México, la mayor parte o casi toda la literatura disponible para los ingenieros, es referente al comportamiento de los suelos minerales o inorgánicos (grava, arena, arcilla y limo). Sin embargo, en algunas partes de este país, principalmente en la zona sureste del estado de Veracruz y en los estados de Tabasco y Chiapas el ingeniero civil se enfrenta a numerosas obras de infraestructura carretera o de otro tipo, que afrontan la situación geotécnica correspondiente al diseño y a la construcción de estructuras sobre suelos pantanosos (suelos altamente orgánicos “turbas”), susceptibles a sufrir grandes deformaciones que pueden llevar a que la estructura pierda funcionalidad o en el peor de los casos, a la falla.

Es necesario aclarar que los suelos pantanosos pertenecen al grupo de los suelos muy deformables, conformados en general por las arcillas blandas y las turbas, sin embargo, la diferencia principal estriba en que mientras las grandes deformaciones en las arcillas blandas dependen en gran parte de la compresión primaria la que a su vez es función de la magnitud y de la rapidez de aplicación de la carga, así como de la permeabilidad de esos suelos, en las turbas y en el caso particular de las fibrosas las grandes deformaciones se deben en porcentaje importante a la compresión secundaria (fenómeno denominada comúnmente como *Creep*), la cual es función de los esfuerzos normales y cortantes que se presenten en tal suelo por la presencia de la obra de ingeniería de que se trate.

Cuando un ingeniero se enfrenta a este tipo de suelos, surgen muchas interrogantes difíciles de responder, como son: *¿Qué pruebas y parámetros*

requiero para clasificar al suelo?; ¿Qué sistema de clasificación debo utilizar?; ¿Qué teoría se ajusta al comportamiento deformable del suelo?; ¿Se puede utilizar la prueba de consolidación de manera convencional?; ¿Cómo determino la resistencia cortante del suelo y qué tipos de pruebas se deben realizar?, ¿Puedo relacionar el comportamiento observado en el laboratorio con el de campo?, etc. Las respuesta a todas estas interrogantes existen, pero no en la literatura de nuestro país, por lo que, el ingeniero recurre a utilizar la información con la que cuenta y conoce, lo que conlleva a la ejecución de malos diseños, los cuales afectan los costos de la obra y en el peor de los casos pueden llevar a la falla de la estructura.

Por lo tanto, este trabajo de investigación trata de concentrar todos aquellos avances realizados hasta nuestros días sobre el comportamiento mecánico e hidráulico de la turba fibrosa, con la finalidad de poder comprender este comportamiento tanto en campo como en laboratorio y de este modo poder aplicar de manera correcta las teorías que sean acordes con él.

El poder contar con la información correcta sobre este tipo de suelo nos permitirá adquirir los conocimientos necesarios para poder construir estructuras capaces de cumplir con las condiciones que toda obra de ingeniería debe de tener: ser económica, funcional, segura y armónica con el medio ambiente que la rodea.

Es importante aclarar que toda la información concentrada en este trabajo de investigación es producto de una recopilación exhaustiva de los trabajos presentados por investigadores de diferentes partes del mundo. Por otro lado, este trabajo busca alentar investigaciones futuras sobre el comportamiento mecánico e hidráulico tanto en laboratorio como en campo de este tipo de suelos en nuestro país, con la finalidad de analizar, comprobar y mejorar todo lo mencionado en este trabajo de investigación.

A continuación se presenta de manera general el contenido de los diferentes capítulos que conforman este trabajo de investigación:

El capítulo II presenta un criterio de clasificación para los suelos orgánicos y las turbas, con base en los métodos de prueba de campo y laboratorio de la ASTM (*American Society for Testing and Materials*).

En el capítulo III se presenta la estructura de la turba, los tipos de muestreadores utilizados y las propiedades índice y químicas que estos suelos poseen en diferentes partes del mundo.

En el capítulo IV se estudia y analiza el comportamiento deformable tanto en laboratorio como en campo que presentan los suelos de turba fibrosa ante la aplicación de cargas. También se presentan, a manera de ampliar el conocimiento, las diferentes teorías de consolidación que se han utilizado para determinar la deformación de estos suelos. Por último, se presenta la teoría de Gibson y Lo (1961), la cual se asemeja en gran medida al comportamiento observado en laboratorio y campo, mediante la determinación de sus parámetros reológicos.

El capítulo V presenta la determinación de la resistencia cortante en los suelos de turba fibrosa, en campo, mediante la prueba de veleta de corte y en laboratorio, mediante pruebas triaxiales, en las cuales se analiza la contribución de las fibras a la resistencia cortante mediante un proceso analítico.

En el capítulo VI se presenta un método de consolidación mediante la aplicación de vacío al suelo, el cual proporciona una consolidación isotrópica en un tiempo relativamente corto, a diferencia del método convencional de precarga, consiguiendo así que la mayor parte del asentamiento ocurra durante el proceso de construcción de la estructura, por lo cual después de terminada la construcción, el asentamiento producto de la compresión secundaria será insignificante.

2. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS ORGÁNICOS Y TURBAS.

2.1. Introducción.

La clasificación de los suelos es sin duda uno de los aspectos más importantes para el ingeniero geotécnista, ya que a partir del conocimiento del tipo de suelo que se presente, se pueden tomar los criterios correspondientes para las técnicas de muestreo, para el análisis de su comportamiento mecánico ante la aplicación de cargas y para el diseño y construcción de las cimentaciones.

Los suelos orgánicos y las turbas requieren una atención especial, más allá de la necesaria para clasificar a los suelos inorgánicos.

En la actualidad existen diferentes sistemas de clasificación para los suelos orgánicos y las turbas. Muchos de estos sistemas de clasificación a menudo se basan en una descripción excesiva de los componentes botánicos de los restos de las plantas que los conforman. Los ingenieros geotécnista no suelen ser muy versados en botánica, lo que conduce a que no se utilicen mucho estos sistemas de clasificación que requieren de conocimientos especializados en botánica. En su lugar, los ingenieros tienden a usar métodos que utilizan parámetros numéricos como parte del sistema de clasificación, a través de pruebas de campo y de laboratorio sencillas.

Todo sistema de clasificación de suelos orgánicos y turbas debe incluir un medio que permita distinguir con facilidad cuándo un suelo deja de ser inorgánico para ser considerado como orgánico y a su vez cuando pasa de ser orgánico a ser considerado como una turba.

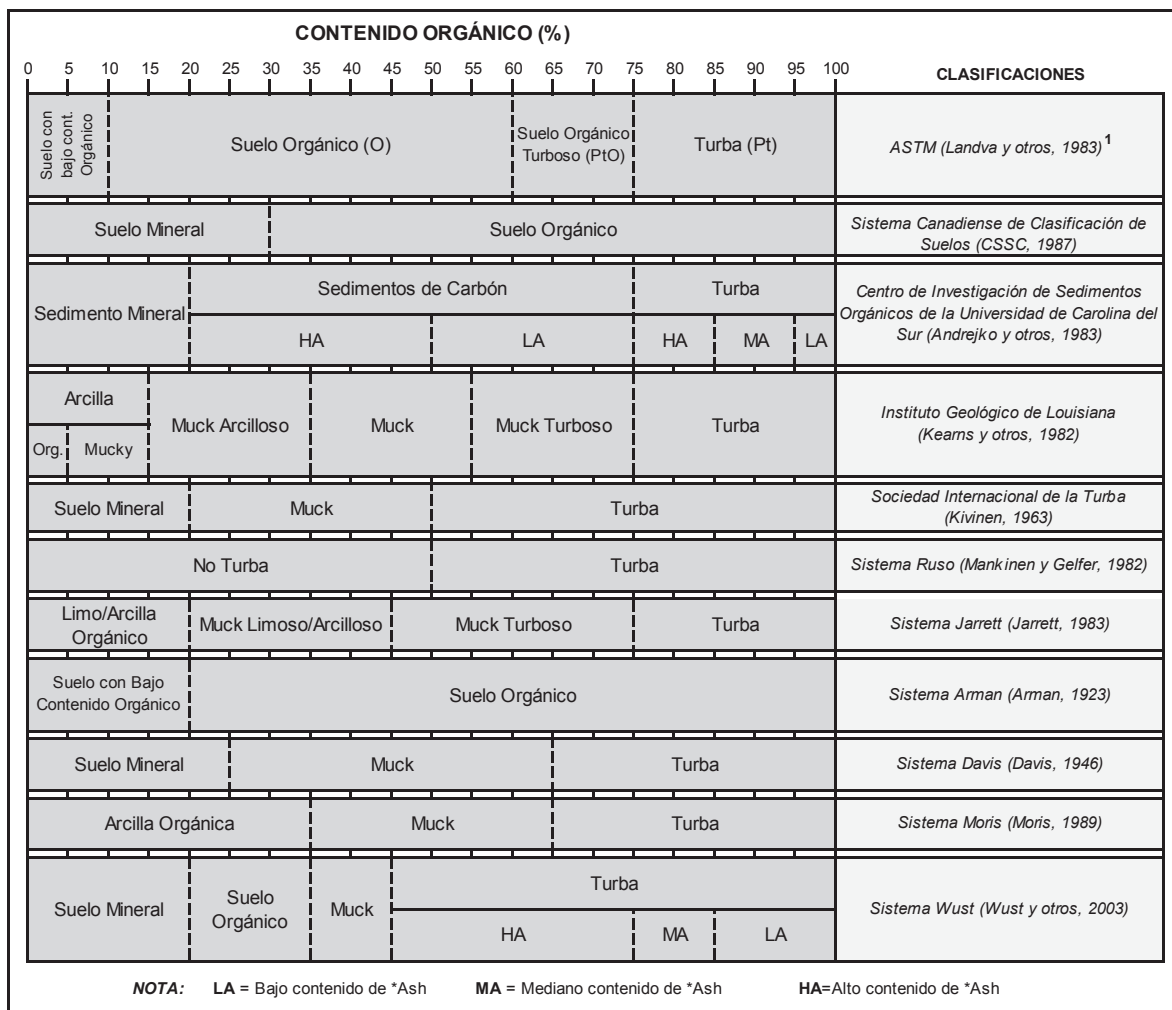
Por lo tanto, la finalidad de este capítulo es presentar un sistema de clasificación para suelos orgánicos y turbas basado en pruebas de campo y laboratorio, que permitan llevar a cabo la distinción mencionada en el párrafo anterior, de una manera fácil y contundente.

2.2. Sistema de clasificación. Pruebas de campo y laboratorio.

Los suelos orgánicos son de interés para muchas profesiones, como lo son: la agricultura, la horticultura, la ingeniería forestal, la ingeniería energética y la ingeniería geotécnica. El interés entre las distintas profesiones varía ampliamente, de la agricultura a través de la producción de fertilizantes, al comportamiento de las cimentaciones para la ingeniería geotécnica.

Aunque es evidente que existen diversas opiniones sobre la definición de los suelos orgánicos y las turbas, dependiendo de las necesidades de las distintas profesiones. Todos los diferentes sistemas de clasificación tienen una característica en común, todos ellos se basan en el *contenido de materia orgánica (Oc)*. Esto se debe a que la materia orgánica presente en el suelo es *combustible*, por lo cual, al ser sometida a un proceso de incineración se generan emisiones gaseosas que contienen mayormente bióxido de carbono (CO₂), vapor de agua, nitrógeno (N) y oxígeno (O), además de la generación de residuos sólidos (cenizas), los cuales corresponde a la componente mineral del suelo, la cual es *incombustible*.

En la figura 2.1 se presentan diferentes sistemas de clasificación para los suelos orgánicos y turbas, los cuales tienen como base para su clasificación, *el contenido de materia orgánico (Oc)*.



***Ash:** es el porcentaje en peso seco del material (cenizas) que queda después de que la materia orgánica se quema en el horno.

Figura 2.1.- Sistemas internacionales de clasificación, utilizados para clasificar a los suelos orgánicos y turbas en base al contenido orgánico, (Murat, 2009).

En este trabajo de investigación el sistema de clasificación de suelos orgánicos y turbas que se desarrollará será el sistema *ASTM (Landva y otros, 1983)*¹, mostrado en la figura 2.1.

El sistema ASTM está conforma en base a las clasificaciones propuestas por Von Post en 1922, por Casagrande en 1948, por Perrin en 1974, por Magnan en 1980 y por Landva y otros en 1983.

Este sistema de clasificación se basa en tres parámetros, que son: *el contenido de materia orgánica, el contenido de fibras y el grado de humificación (descomposición) de la materia orgánica.*

Los parámetros necesarios para el uso de este sistema de clasificación se determinan de acuerdo con los métodos de prueba de la ASTM (*American Society for Testing and Materials*), los cuales se mencionan a continuación:

- ASTM D 2974 “*Métodos de prueba estándar para la humedad (contenido de agua), ceniza (ash) y materia orgánica de turbas y otros suelos orgánicos*”,
- ASTM D 5715 “*Método de prueba estándar para la estimación del grado de humificación de la turba y otros suelos orgánicos (Método Visual/manual)*”,
- ASTM D 1997 “*Método de prueba estándar para la determinación en laboratorio del contenido de fibras de las muestras de turba por masa seca*”, y
- ASTM D 4427 “*clasificación estándar de las muestras de turba por pruebas de laboratorio*”.

En la tabla 2.1 se presenta de manera detallada el sistema de clasificación ASTM (*Landva y otros, 1983*)¹.

A continuación se describen de manera más explícita los diferentes grupos y sub-grupos que conforman al sistema de clasificación ASTM presentado en la tabla 2.1.

¹**Nota aclaratoria:** *originalmente el sistema ASTM (Landva y otros, 1983) establece que un suelo orgánico se considera turba cuando posee más del 80% de contenido orgánico (Oc), sin embargo, en la figura y tabla 2.1 un suelo orgánico es considerado como turba cuando posee más del 75% de Oc. Este cambio en el porcentaje de Oc se debe a la definición del concepto de “turba” que presenta la norma ASTM D 4427.*

TABLA 2.1 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN PARA SUELOS ORGÁNICOS Y TURBAS (LANDVA Y OTROS, 1983)¹

NOMBRE DEL GRUPO	NOMBRE DEL SUB-GRUPO	SÍMBOLO DEL SUB-GRUPO	GRADO DE HUMIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN
Suelos de grano fino (F>50% ; Oc≤10%)	Suelos no orgánicos (Oc≤3%)	ML MH CL CH		Limo de baja a mediana plasticidad. Limo de alta plasticidad. Arcilla de baja a mediana plasticidad. Arcilla de alta plasticidad.
	Suelos ligeramente orgánicos (fO) (3%<Oc≤10%)	MOL MOH COL COH		Limo de baja a mediana plasticidad ligeramente orgánico. Limo de alta plasticidad ligeramente orgánico. Arcilla de baja a mediana plasticidad ligeramente orgánico. Arcilla de alta plasticidad ligeramente orgánico.
Suelos orgánicos (10%<Oc<60%)	Suelos medianamente orgánicos (mO) (10%<Oc≤30%)	mO-a mO-sf mO-f	H7 - H10 H4 - H6 H1 - H3	Suelo medianamente orgánico con materia orgánica amorfa. Suelo medianamente orgánico con materia orgánica semi-fibrosa. Suelo medianamente orgánico con materia orgánica fibrosa.
	Suelos altamente orgánicos (hO) (30%<Oc<60%)	hO-a hO-sf hO-f	H7 - H10 H4 - H6 H1 - H3	Suelo altamente orgánico con materia orgánica amorfa. Suelo altamente orgánico con materia orgánica semi-fibrosa. Suelo altamente orgánico con materia orgánica fibrosa.
Suelos orgánicos turbosos y Suelos de turba o turba (Oc>60%)	Suelos orgánicos turbosos (PtO) (60%<Oc≤75%)	PtO-a PtO-sf PtO-f	H7 - H10 H4 - H6 H1 - H3	Suelo orgánico turboso con materia orgánica amorfa. Suelo orgánico turboso con materia orgánica semi-fibrosa. Suelo orgánico turboso con materia orgánica fibrosa.
	Turba (Pt) (Oc>75%)	Pt-a Pt-sf Pt-f	H7 - H10 H4 - H6 H1 - H3	Turba con materia orgánica amorfa o Turba amorfa. Turba con materia orgánica semi-fibrosa o Turba semi-fibrosa. Turba con materia orgánica fibrosa o Turba fibrosa.

Símbolos:

Oc = Contenido de materia orgánica.
F = Contenido de partículas finas que pasan la malla #200.
C = Arcilla.
M = Limo.

Pt = Turba.
O = Orgánico.
a = amorfa.
sf = semi-fibrosa.
f = fibrosa.

La clasificación de la materia orgánica se realiza con base en las tablas 2.2 y 2.3:

Materia orgánica fibrosa (H1-H3 y Contenido de fibra > 67%).
Materia orgánica semi-fibrosa (H4-H6 y 33% ≤ Contenido de fibra ≤ 67%).
Materia orgánica amorfa (H7-H10 y contenido de fibra < 33%).

Grupo: Suelos de grano fino.

A este grupo pertenecen los suelos con un contenido de finos mayor al 50% y un contenido de materia orgánica menor o igual al 10%, ambos porcentajes en peso seco del material. La clasificación de este grupo se realiza de acuerdo con lo establecido en el *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos* (SUCS) creado por el Dr Arturo Casagrande en 1948. Este grupo se divide en dos sub-grupos:

Sub-grupo: Suelos no orgánicos.

Este sub-grupo comprende a los suelos de grano fino con un contenido de materia orgánica menor o igual al 3% en peso seco del material. El símbolo de este sub-grupo está conformado por dos letras mayúsculas que son las iniciales de los nombres y características en inglés² de los suelos típicos del grupo (*ML*, *MH*, *CL* y *CH*). Por lo tanto, la descripción de los suelos que pertenecen a este sub-grupo es la siguiente:

- a) *Limo de baja a mediana plasticidad, "ML".*
- b) *Limo de alta plasticidad, "MH".*
- c) *Arcilla de baja a mediana plasticidad, "CL".*
- d) *Arcilla de Alta plasticidad, "CH".*

Sub-grupo: Suelos ligeramente orgánicos.

Este sub-grupo comprende a los suelos de grano fino con un contenido de materia orgánica mayor al 3%, pero menor o igual al 10% en peso seco del material. El símbolo de este sub-grupo está conformado por tres letras mayúsculas que son las iniciales de los nombres y características en inglés² de los suelos típicos de este grupo (*MOL*, *MOH*, *COL* y *COH*). Por lo tanto, la descripción de los suelos que pertenecen a este sub-grupo es la siguiente:

- a) *Limo de baja a mediana plasticidad ligeramente orgánico, "MOL".*
- b) *Limo de alta plasticidad ligeramente orgánico, "MOH".*
- c) *Arcilla de baja a mediana plasticidad ligeramente orgánica, "COL".*
- d) *Arcilla de Alta plasticidad ligeramente orgánica, "COH".*

²**Nombres y características en inglés:** *arcilla (Clay) "C"; Limo (del sueco mo y mjala) "M"; orgánico (Organic) "O"; baja a mediana plasticidad (Low) "L" y alta plasticidad (High) "H".*

Grupo: Suelos Orgánicos.

Un suelo se considera orgánico cuando su contenido de materia orgánica es mayor del 10%, pero menor del 60% en peso seco del material. El criterio de clasificación para estos suelos difiere de lo que establece el SUCS, ya que su clasificación se basa en el contenido y grado de descomposición de materia orgánica, así como en el contenido de fibras. Este grupo se dividen en dos sub-grupos:

Sub-grupo: Suelos medianamente orgánicos.

Este sub-grupo posee un contenido de materia orgánica mayor al 10%, pero menor o igual al 30% en peso seco del material. El símbolo de este sub-grupo está conformado por tres letras, donde las dos primeras representan la cantidad de materia orgánica, que para este caso es media (medium organic “mO”), mientras que la última representa el grado de descomposición de la materia orgánica y su contenido de fibras (amorphous “a”, semi-fibrous “sf” y fibrous “f”). Por lo tanto, la descripción de los suelos que pertenecen a este sub-grupo es la siguiente:

- a) Suelo medianamente orgánico con materia orgánica amorfa, “mO-a”.
- b) Suelo medianamente orgánico con materia orgánica semi-fibrosa, “mO-sf”.
- c) Suelo medianamente orgánico con materia orgánica fibrosa, “mO-f”.

Sub-grupo: Suelos altamente orgánicos.

Este sub-grupo posee un contenido de materia orgánica mayor al 30%, pero menor al 60% en peso seco del material. El símbolo de este sub-grupo está conformado por tres letras, donde las dos primeras representan la cantidad de materia orgánica, que para este caso es alta (highly organic “hO”), mientras que la última representa el grado de descomposición de la materia orgánica y su contenido de fibra (amorphous “a”, semi-fibrous “sf” y fibrous “f”). Por lo tanto, la descripción de los suelos que pertenecen a este sub-grupo es la siguiente:

- a) Suelo altamente orgánico con materia orgánica amorfa, “hO-a”.
- b) Suelo altamente orgánico con materia orgánica semi-fibrosa, “hO-sf”.
- c) Suelo altamente orgánico con materia orgánica fibrosa, “hO-f”.

Grupo: Suelos orgánicos turbosos.

Un suelo se considera dentro de este grupo cuando su contenido de materia orgánica es mayor o igual al 60%, pero menor o igual al 75% en peso seco del material. El símbolo de este grupo está conformado por cuatro letras, donde las tres primeras representan a los suelos orgánicos turbosos (Peaty organic "PtO"), mientras que la última representa el grado de descomposición de la materia orgánica y su contenido de fibra (amorphous "a", semi-fibrous "sf" y fibrous "f"). Por lo tanto, la descripción de los suelos que pertenecen a este grupo es la siguiente:

- a) Suelo orgánico turboso con materia orgánica amorfa, "PtO-a".
- b) Suelo orgánico turboso con materia orgánica semi-fibrosa, "PtO-sf".
- c) Suelo orgánico turboso con materia orgánica fibrosa, "PtO-f".

Grupo: Suelos de Turba o Turba.

Un suelo se considera turba cuando su contenido de materia orgánica es mayor al 75% en peso seco del material. El símbolo de este grupo está conformado por tres letras, donde las dos primeras representan a los suelos de turba (Peat "Pt"), mientras que la última representa el grado de descomposición de la materia orgánica y su contenido de fibra (amorphous "a", semi-fibrous "sf" y fibrous "f"). Por lo tanto, la descripción de los suelos que pertenecen a este grupo es la siguiente:

- a) Turba con materia orgánica amorfa o turba amorfa, "Pt-a",
- b) Turba con materia orgánica semi-fibrosa o turba semi-fibrosa, "Pt-sf" y
- c) Turba con materia orgánica fibrosa o turba fibrosa, "Pt-f".

Nota: *para poder clasificar a la materia orgánica como amorfa, semi-fibrosa o fibrosa se deben de cumplir en conjunto los requisitos que establecen las tablas 2.2 y 2.3, clasificación de Von Post y contenido de fibras, respectivamente.*

A continuación se presenta una descripción general de cada uno de los tipos de turba que se presentan en esta clasificación:

Turba fibrosa.- tiene una baja descomposición (H1-H3), por lo que posee una estructura visible de la planta. Es de color marrón a marrón-amarillo. Si una muestra es apretada en la mano se liberan nubes de agua clara con un leve color marrón, pero sin nada de material sólido que pasa entre los dedos. El material que queda en la mano tiene una estructura fibrosa. Contenido de fibras > 67%.

Turba semi-fibrosa.- moderadamente descompuesta (H4-H6), tiene una estructura borrosa o relativamente visible de la planta. Es usualmente de color marrón. Si una muestra es apretada en la mano, menos de la mitad pasa entre los dedos. La materia retenida en la mano tiene una consistencia más o menos blanda, pero se tiene una estructura visible de la planta. $33 \leq$ Contenido de fibras $\leq 67\%$.

Turba amorfa.- está altamente descompuesta (H7-H10), la estructura de la planta es muy borrosa o invisible. Es de color marrón a marrón-oscuro. Si una muestra es apretada en la mano, más de la mitad pasa entre los dedos sin agua expulsada. Mientras se oprime se pueden sentir algunos componentes más sólidos como las fibras de la raíz. Estos constituyen los elementos que permanecen en la mano. Contenido de fibras < 33%.

Para todos los grupos los contenidos de materia orgánica y fibras se determinan de acuerdo a lo que establecen las normas ASTM D 2974 y ASTM D 1997, respectivamente. Mientras que el grado de descomposición de la materia orgánica se determina de acuerdo con las normas ASTM D 5715 y ASTM D 4427.

2.3. Descripción de las normas ASTM.

ASTM D 2974 “Métodos de prueba estándar para la humedad (contenido de agua), ceniza (ash) y materia orgánica de turbas y otros suelos orgánicos”.

Esta norma incluye métodos de prueba para la determinación de la humedad (contenido de agua), del contenido de ceniza (ash) y del contenido de materia orgánica en suelos orgánicos, turbas y otros suelos con presencia de materia orgánica, tales como arcillas y limos orgánicos.

- *Humedad (contenido de agua)*

Para la determinación del contenido de agua esta norma presenta los métodos A y B, de los cuales el “*método A*” es el que se debe aplicar para los propósitos de la clasificación geotécnica. A continuación se describe los pasos para la ejecución del método.

- 1.- Registrar con una precisión de 0.01 g la masa de una cápsula de porcelana, la cual debe estar provista de una cubierta de lámina de aluminio de alta resistencia. La cápsula tendrá una capacidad mayor a 100 ml.
- 2.- Mezclar bien la muestra representativa y colocar una porción de ésta, de al menos 50 g en la cápsula de porcelana. Aplastar suavemente los grumos con una cuchara o espátula. El espesor de la muestra en la cápsula no debe exceder los 3 cm.
- 3.- Cubra inmediatamente con la cubierta de lámina de aluminio y registre la masa con una precisión de 0.01 g.
- 4.- Secar en el horno la cápsula con la muestra al descubierto por lo menos durante 16 horas a 105°C o hasta que no haya cambio en la masa de la muestra después de períodos sucesivos de secado de más de 1 h. Retirar del horno, tapar bien, enfriar en un desecador, y registrar la masa.

El contenido de agua se determina con la siguiente expresión:

$$\omega(\%) = \frac{[(A - B) \times 100]}{B} \quad (2.1)$$

donde:

ω = Contenido de agua, en %.

A = Masa de la muestra correspondiente al paso 3, en g.

B = Masa de la muestra secada al horno correspondiente al paso 4, en g.

- *Contenido de ceniza (ash)*

Para la determinación del contenido de ceniza (ash) esta norma presenta también los métodos C y D, de los cuales el “*método C*” es el que se debe aplicar para los propósitos de la clasificación geotécnica. A continuación se describen los pasos para la ejecución del método.

- 1.- Determinar la masa de una cápsula de porcelana.
- 2.- Coloque una parte o la totalidad de la muestra secada al horno de la prueba de contenido de agua (*método A*) en la cápsula y determinar la masa de la cápsula y la muestra.
- 3.- Retire la tapa y coloque la cápsula en un horno de mufla³. Gradualmente, disminuya la temperatura en el horno a 440°C manteniéndola hasta que la muestra está completamente incinerada (esta condición se tiene cuando ningún cambio de la masa ocurre después de un período de calentamiento).

³**Horno de mufla:** este horno está concebido para realizar pruebas térmicas a muy altas temperaturas y tratamientos en una gran variedad de sectores industriales y en investigaciones aplicadas de materiales.

4.- Cubra con la cubierta de lámina de aluminio, enfriar en un desecador, y determinar la masa.

El contenido de ceniza (ash) se determina con la siguiente expresión:

$$D(\%) = \frac{(C \times 100)}{B} \quad (2.2)$$

donde:

D = Contenido de ceniza (ash), en %.

C = Masa de la ceniza correspondiente al paso 4, en g.

B = Masa de la muestra secada al horno correspondiente al paso 2, en g.

- *Contenido de materia orgánica*

El contenido de materia orgánica se determina con la siguiente expresión:

$$O_c(\%) = 100\% - D \quad (2.3)$$

donde:

O_c = Contenido de materia orgánica, en %.

D = Contenido de ceniza (ash), en %.

ASTM D 5715 “Método de prueba estándar para la estimación del grado de humificación (descomposición) de la turba y otros suelos orgánicos (Método visual/manual)”.

Este método de prueba cubre un sistema para discernir visualmente a la turba y otros suelos altamente orgánicos sobre la base del grado de humificación (descomposición).

El Grado de humificación.- según lo definido por la clasificación de esta norma se refiere a cualquiera de las diez categorías (indicadas por la letra “H”), iniciando con la categoría H1 que corresponde a la menos humificada y terminando con la categoría H10 correspondiente a la más humificada. En general, el término de humificación se relaciona con el grado de descomposición bioquímica de los componentes originales de la planta inicial. Sin embargo, esta terminología se refiere en realidad a la actual composición visual de la turba y suelos altamente orgánicos, independientemente de la génesis de esta composición.

El propósito de la clasificación de esta norma es la estandarización de la descripción habitual de los suelos orgánicos. Esta clasificación es una versión modificada de un sistema ampliamente utilizado originalmente desarrollada por L. von Post en 1922. Esta clasificación debe ser utilizada para complementar la información de campo, tal como ubicación del sitio, morfología de la superficie, vegetación superficial, nivel freático, contenido de agua, contenido de fibras, contenido de madera o leña y la identificación visual de los tipos de plantas y sus partes.

Cabe destacar que este es un método visual/manual y no pretende sustituir a los métodos más precisos de clasificación en laboratorio de suelos orgánicos y turbas.

La tabla 2.2 resume el sistema von Post y se puede utilizar para identificar el grado de humificación de los suelos orgánicos y turbas.

***TABLA 2.2 Determinación del grado de humificación o descomposición.**

Grado de humificación	Naturaleza del material expulsado al apretarlo	Naturaleza de la estructura de los residuos de la planta.	
Fibrosa	H1	Claro, el agua incolora, sin sólidos orgánicos expulsados.	Inalterada, fibroso, sin descomponer.
	H2	Agua amarillenta, sin sólidos orgánicos expulsados.	Casi inalterado, fibroso.
	H3	Marrón, el agua turbia, sin sólidos orgánicos expulsados.	Fácilmente identificable.
Semi-fibrosa	H4	Marrón oscuro, agua turbia, sin sólidos orgánicos expulsados.	Visiblemente alterado pero identificable.
	H5	Agua turbia y algunos sólidos orgánicos expulsados.	Reconocible pero vago, difícil de identificar.
	H6	Agua turbia, 1/3 de la muestra expulsada.	Indistinta, pastosa.
Amorfa	H7	Agua muy turbia, 1/2 de la muestra expulsada.	Vagamente reconocible; pocos restos identificables, sobre todo amorfo
	H8	Densa y pastosa, 2/3 de la muestra expulsada.	Muy indistinto
	H9	No hay agua libre, casi toda la muestra es expulsada.	No se identifican los restos.
	H10	No hay agua libre, toda la muestra es expulsada.	Completamente amorfo

**Tabla tomada de la norma ASTM D 5715 "Método de prueba estándar para la estimación del grado de humificación de la turba y otros suelos orgánicos (Método Visual/manual)".*

Para fines de la ingeniería geotécnica, la turba cuyo grado de humificación se encuentra entre el rango H1-H3 se clasifica como fibrosa, mientras que la que se encuentra entre los rangos H4-H6 y H7-H10 se clasifica como semi-fibrosa y amorfa, respectivamente.

Esta clasificación se realiza en conjunto con el contenido de fibras establecido en la tabla 2.3 de la norma ASTM D 4427.

ASTM D 1997 “Método de prueba estándar para la determinación en laboratorio del contenido de fibras de las muestras de turba por masa seca”.

Este método de prueba determina en el laboratorio el contenido de fibra de las muestras de suelos orgánicos y turbas por masa seca.

Fibra.- Es un término que se define en esta norma como un fragmento o trozo de tejido de la planta que conserva una estructura celular reconocible y es lo suficientemente grande para ser retenido en el tamiz de la malla número 100 (aberturas de 150 μm). Materiales vegetales de más de 20 mm en su dimensión más pequeña no se consideran fibras.

A continuación se describen los pasos para la ejecución del método de prueba que establece esta norma:

- 1.- Seleccionar una muestra representativa de la turba sin secar y determinar su contenido de agua (*método A*), de acuerdo con los métodos de prueba de la norma ASTM D 2974.
- 2.- Separar una muestra de aproximadamente 100 g, y registrar su masa, (M).
- 3.- Coloque esta muestra en un vaso de 1000 ml y añadir aproximadamente 500 ml de solución de hexametáfosfato de sodio al 5% (dispersante). Mezcle bien y deje reposar durante al menos 15 h.
- 4.- Después de que la muestra ha permanecido 15 h, se revuelve bien con un agitador de laboratorio a 240 r/min durante 10 min. Evite velocidades más altas o más períodos de agitación.
- 5.- Verter sobre el tamiz de la malla número 100, colocado sobre un fregadero o en otro recipiente apropiado para su disposición.

6.- Lave la muestra sobre la malla, utilizando una manguera de goma conectada a una llave de agua. Evite un chorro de agua a alta presión que tienden a forzar el paso de la fibra a través de la malla o salpicaduras de agua fuera de la malla. Lavar hasta que el agua que pasa a través de la malla sea clara.

7.- Coloque la malla con las fibras en un recipiente con una solución al 2% de ácido clorhídrico (HCl) por lo menos durante 10 minutos (para disolver los carbonatos que pueden estar presentes).

8.- Lavar a continuación con agua para eliminar residuos de HCl (aproximadamente 5 minutos). Deseche los residuos que contengan solución de HCl con seguridad.

9.- Remover de la malla, todos los granos minerales grandes, así como cualquier pieza de material vegetal mayores de 20 mm, como raíces y madera.

10.- Invertir la malla en un gran embudo que contenga un pedazo de papel filtro de masa conocida con precisión al miligramo. Lave todas las fibras de la malla en el embudo de la parte posterior de la malla para desplazar las fibras pegado a la malla.

11.- Después de que el agua se haya filtrado a través del embudo, retire el papel filtro que contiene las fibras y séquelas en un horno regulado a 105°C, hasta que alcance una masa constante (por lo menos durante 24 h).

12.- Se registra la masa de la muestra seca con una aproximación al miligramo. Esta masa menos la masa del papel filtro es la masa de las fibras. El registro de esta masa se da como M_f .

13.- Es necesario determinar el contenido de ceniza de la muestra, de acuerdo con los métodos de prueba de la norma ASTM D 2974, para separar el contenido mineral del orgánico.

14.- Por último, vuelva a lavar el residuo después de la incineración, y registre la masa (M_1). Luego, reste esta masa de M_f con el fin de obtener la verdadera masa de las fibras.

El contenido de fibra se determina con la siguiente expresión:

$$\text{Contenido de fibra}(\%) = \frac{M_f - M_1}{M_s} \times 100 \quad (2.4)$$

$$M_s(g) = \left[\frac{M}{\omega + 100} \right] \times 100 \quad (2.5)$$

donde:

M_f = Masa seca de la fibra correspondiente al paso 12, en g.

M_1 = Masa después de la incineración correspondiente al paso 14, en g.

M = Masa total inicial de la muestra correspondiente al paso 2, en g.

M_s = Masa inicial seca del suelo, en g.

ω = Contenido de agua determinado por el *método A* de la norma ASTM D 2974.

ASTM D 4427 “Clasificación estándar de las muestras de turba por pruebas de laboratorio”.

Este método de prueba nos permite definir los tipos de materia orgánica a partir del contenido de fibra, obtenido por el método de prueba de la norma ASTM D 1997, además presenta una clasificación a partir del porcentaje de ceniza (ash), determinado de acuerdo con los método de prueba (*método C*) de la norma ASTM D 2974.

En la tabla 2.3 se presenta de manera resumida la información correspondiente para los propósitos de clasificación geotécnica.

***TABLA 2.3 Bases para la clasificación de los suelos orgánicos y turbas.**

Concepto	Clasificación	Criterios de clasificación
Contenido de fibra. (ASTM D1997)	Fibric (fibrosa)	Turba con más del 67% de contenido de fibra.
	Hemic (semi-fibrosa)	Turba de entre 33% y 67% de contenido de fibra.
	Sapric (amorfa)	Turba con menos del 33% de contenido de fibra.
Contenido de ceniza (ASTM D2974)	Bajo	Turba con menos del 5% de contenido de ceniza.
	Medio	Turba de entre 5% y 15% de contenido de ceniza.
	Alto	Turba con más del 15% de contenido de ceniza.

**Tabla obtenida de la norma ASTM D 4427 “clasificación estándar de las muestras de turba por pruebas de laboratorio”.*

Para fines de la ingeniería geotécnica, las turbas se clasifican como fibrosa, semi-fibrosa y amorfa, de acuerdo con los porcentajes mostrados en la tabla 2.3. Mientras que para otros fines, se clasifican como Fibric, Hemic y Sapric, respectivamente.

2.4. Práctica estándar para estimar el espesor de los depósitos de turba (ASTM D-4544).

Esta práctica utiliza una técnica de exploración para estimar el espesor de los depósitos superficiales de turba que cubren al suelo mineral o al lecho de roca. Esta estimación puede utilizarse para fines energéticos, de horticultura o geotécnicos.

Esta práctica permite determinar la profundidad en la que la resistencia a la penetración de una barra por empuje o a presión aumenta considerablemente. Cuando el material superficial es turba y el subyacente es un suelo mineral o lecho de roca, la profundidad del cambio puede ser interpretado como el espesor de la turba. Las determinaciones sucesivas de esta profundidad en el área, en combinación con las mediciones superficiales de la extensión lateral de la turba, permitirán calcular el volumen del depósito de turba.

A continuación se mencionan algunas recomendaciones necesarias durante la ejecución de este método:

- 1.- El muestreo en la zona de contacto de la turba con el material subyacente es usualmente necesario para verificar la interpretación del cambio de material con la resistencia a la penetración de la barra.
- 2.- Cuando la zona de transición turba – suelo mineral es de espesor considerable o cuando la turba está sustentada por arcillas blandas, serán necesario más muestreos.
- 3.-La frecuencia del muestreo depende en gran medida de los detalles físicos del depósito.
- 4.- La penetración de la barra puede ser obstruida por piezas de madera en el depósito de turba. Los datos deben ser examinados y deberán de volver a comprobarse si este hecho se sospecha.

5.- La naturaleza delgada y flexible de las barras limitarán la profundidad de penetración y muestreo.

El equipo necesario para la ejecución de este método de exploración es el que a continuación se describe:

- **Barras de acero graduadas.**- la penetración es lograda con barras de acero graduadas de 9.5 ± 1.0 mm de diámetro y de 1.0 o 1.2 m de longitud, que pueden ser roscadas juntas para penetrar un espesor determinado. Las barras están marcadas con una circunferencia a intervalos de 200 mm para una fácil estimación de la profundidad. Un anillo con un extremo con rosca corta se atornilla en la última sección y una barra o un palo se inserta horizontalmente para facilitar la extracción de las barras.
- **Muestreador tipo pistón.**- el muestreo se realiza, según sea necesario, con un muestreador tipo pistón o un muestreador de exploración, la cabeza de los muestreadores se coloca en la barra inferior.

A continuación se describe los pasos para la ejecución de este método de exploración:

- 1.- Alinee la barra verticalmente.
- 2.- Penetrar la turba con la barra por empuje o a presión. Añadir secciones de barra como sea necesario.
- 3.- Medir el espesor de la turba cuando la resistencia a la penetración de la barra incrementa considerablemente debido a la resistencia del material que subyace a la turba. Puede ser posible escuchar el roce de la barra con el suelo subyacente, especialmente cuando es arena.

4.- Tire de la barra y busque verificar el cambio de resistencia por la presencia de material mineral en las roscas de la barra inferior.

5.- Registre la posición lateral de la sonda.

6.- Repita los pasos del 1 a 5 según sea necesario para definir el espesor de la turba y su extensión lateral.

7.- En lugares seleccionados, colocar el muestreador y obtener muestras de la turba y de la zona de contacto turba - suelo mineral. Cuando un muestreador tipo pistón está unido a la barra inferior, la cabeza es empujada hacia abajo hasta encontrar resistencia, la barra es entonces levanta, hasta que el núcleo central de las capturas este en el extremo del cilindro, entonces el cilindro abierto es empujado un poco más para obtener material mineral.

Por último, se debe realizar un informe de entrega, el cual deberá contener la siguiente información:

- Nombre y localización del proyecto.
- Un mapa de las posiciones de penetración o muestreo. Mostrar elevaciones de la superficie y los niveles de agua, cuando se dispongan de estos.
- Una tabla de profundidades de turba, mostrando la ubicación del área y notificando si la profundidad se determinó con la penetración o el muestreo.
- Descripciones de las muestras tomadas, junto con sus ubicaciones.
- Todos los datos de prueba de las muestras tomadas.
- Descripción y clasificación apropiada de la turba en el depósito.

En el anexo A de este trabajo de investigación se incluyen las normas ASTM aquí mencionadas, para una mayor comprensión del procedimiento de los métodos de pruebas que se presentan en este capítulo.

Nota: es importante tomar en cuenta que los métodos de prueba de la ASTM cambian constantemente, con fines de mejorar los procedimientos de prueba en el laboratorio y campo, razón por la cual se recomienda, utilizar las versiones más recientes de estos métodos de prueba.

2.5. Conclusiones

Para la ingeniería geotécnica es indispensable contar con un sistema de clasificación de suelos capaz de conjuntar a los suelos orgánicos e inorgánicos en uno solo, mediante el uso de parámetros que permitan establecer claramente la distinción entre estos dos tipos de suelos.

El sistema de clasificación ASTM (Landva y otros, 1983) presentado en este capítulo incluye tanto a los suelos orgánicos como a los inorgánicos, tomando como base principal el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) del Dr Arturo Casagrande y cuyo principal parámetro de distinción entre estos dos tipos de suelos es el *contenido de materia orgánica (Oc)*.

La razón por la cual este sistema de clasificación es tan confiable en su uso, es que los parámetros utilizados para la clasificación se determinan a través de los métodos de prueba de la ASTM, el cual es un organismo con reconocimiento internacional de sus métodos de prueba en campo y en laboratorio para los suelos.

3. DEFINICIÓN, ESTRUCTURA, MUESTREO Y PROPIEDADES DE LAS TURBAS.

3.1. Introducción.

En el capítulo anterior se presentó un sistema de clasificación para suelos orgánicos y turbas, para fines de la ingeniería geotécnica, mediante el uso de parámetros obtenidos con los métodos de prueba de la ASTM.

Por lo tanto, ahora es posible establecer una distinción entre un suelo orgánico y una turba, por lo cual, a partir de este capítulo este trabajo de investigación se avocará exclusivamente a los suelos de turba y de manera específica a la *turba fibrosa* (incluyéndose en este término a la turba semi-fibrosa).

Este capítulo está cimentado sobre la base de tres temas principales que son: *la definición y estructura de la turba, el muestreo de la turba y las propiedades índice y químicas de la turba.*

El primer tema muestra una definición global de la turba y nos permite distinguir mediante el conocimiento de su estructura, la existencia de dos tipos extremos de turba, *la amorfa y la fibrosa*, las cuales presentan comportamientos mecánicos muy diferentes, debido al grado de descomposición de la materia orgánica y al contenido de fibras.

El segundo tema describe de una manera muy general los problemas que se pueden tener durante el muestreo de la turba, debido a la presencia de las fibras. Así como recomendaciones de los tipos y diámetros de muestreadores que deben utilizar para estos suelos.

Por último, el tercer tema presenta los rangos, mediante tablas, entre los que se encuentran las propiedades índice y químicas de las turbas estudiadas por diferentes investigadores en el mundo.

3.2. Definición y estructura de la turba.

En general, la turba es un suelo con muy alto contenido de materia orgánica fragmentada, que se forma en ambientes húmedos en adecuadas condiciones climatológicas y topográficas. La formación de la turba se produce como resultado del proceso de descomposición de las plantas bajo condiciones de inmersión en agua, lo cual reduce enormemente el suministro de oxígeno, que a su vez, reduce la actividad microbiana aeróbica y alienta a la descomposición anaeróbica que es mucho más lenta. Por lo cual, con el paso del tiempo, las turbas están sujetas a la biodegradación de su materia orgánica.

De acuerdo al sistema de clasificación ASTM presentado en el capítulo anterior todos los suelos cuyo contenido orgánico (Oc) sea mayor al 10% se clasifican como orgánicos. Sin embargo cuando los suelos orgánicos exceden su contenido orgánico (Oc) en más del 75% se clasifican como turba.

La turba presenta características únicas, tales como:

- Alto contenido natural de agua.
- Alta deformabilidad la cual incluye de manera significativa a la compresión secundaria.
- Baja resistencia cortante.
- Alto grado de variabilidad espacial.
- Potencial de descomposición, aún más como resultado del cambio de las condiciones ambientales.

Por lo tanto, la esencia de la comprensión básica de las propiedades mecánicas de la turba, se encuentra en su arreglo estructural.

*“Según Mitchell (1993), los valores de las propiedades, tales como, la resistencia cortante, la permeabilidad y la deformabilidad son determinados directamente **por el tamaño y la forma de las partículas del suelo, sus arreglos y las fuerzas entre ellas** y, como tal, para comprender estas propiedades se requiere del conocimiento de estos factores”.*

Kogure y otros (1993) introdujeron el concepto de sistema multi-fases de la turba y desarrollaron un modelo físico del suelo. El modelo indica que la turba se puede dividir en dos componentes principales, es decir: los *cuerpos orgánicos* y *espacios orgánicos*. Los cuerpos orgánicos consisten en partículas orgánicas con sus vacíos interiores llenos de agua, mientras que, los espacios orgánicos se componen de partículas de suelo y fibras con sus vacíos exteriores llenos de agua. El modelo da una clara indicación de que en su estado inicial la turba puede contener una cantidad considerable de agua debido a la naturaleza hueca, esponjosa y gruesa de las partículas orgánicas. El esquema de la disposición y el diagrama del sistema multi-fases de la turba se presentan esquemáticamente en la figura 3.1 (a) y (b), respectivamente.

En la figura 3.1 (a) se observa que la materia orgánica sólida es flexible por los vacíos interiores, los cuales están llenos con agua, esta materia orgánica sólida puede ser drenada por la presión de consolidación.

Según Berry y Poskitt (1972), las propiedades mecánicas e hidráulicas de la turba varían considerablemente con las diferencias en su estructura.

Por lo tanto, en base a lo expresado en el párrafo anterior, se puede afirmar que el comportamiento mecánico e hidráulico de la turba fibrosa difiere del que presenta la turba amorfa.

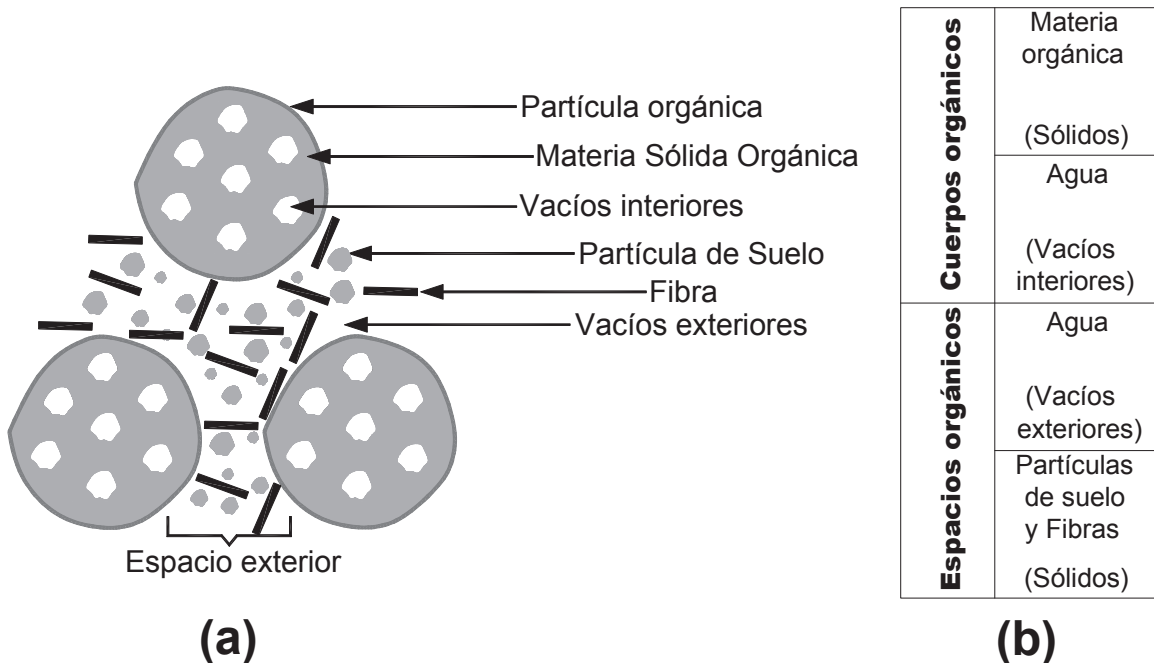


Figura 3.1.- (a) Esquema de la disposición y (b) sistema multi-fases de la turba (Kogure y otros, 1993).

Karlsson y Hansbo (1981) distinguen a la turba fibrosa de la amorfa mediante la característica, de que la materia orgánica de la turba fibrosa tiene un bajo grado de descomposición, por lo cual la estructura de la planta es fácilmente reconocible. Una característica distintiva de la turba amorfa es que su materia orgánica tiene un alto grado de descomposición y por lo tanto posee una menor capacidad de retención de agua en comparación con la turba fibrosa.

La turba amorfa posee un contenido de fibras inferior al 33% (ASTM D4427). Contiene principalmente partículas de tamaño coloidal (menos de 2 micras), y el agua intersticial es absorbida por la superficie de la partícula. Investigaciones anteriores (Berry y Poskitt, 1972; Dhowian y Edil, 1979; Dhowian y Edil, 1981) han encontrado que el comportamiento de la turba amorfa es similar al de la arcilla, por lo tanto la evaluación de sus características de deformabilidad se puede hacer sobre la base de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925).

Por otro lado, la turba fibrosa se puede dividir en turba semi-fibrosa y turba fibrosa. En general este tipo de turba posee un contenido de fibra superior al 33% (ASTM D4427) y su comportamiento es muy diferente al de la arcilla debido al alto contenido de fibras.

La turba fibrosa tiene esencialmente una estructura abierta con intersticios llenos de agua, con un arreglo estructural secundario no-leñosa (Dhowian y Edil, 1980); por lo tanto, las propiedades índice de la turba fibrosa difieren marcadamente de las de los suelos minerales. La turba fibrosa tiene muchos espacios vacíos existentes entre los granos sólidos. Debido a la forma irregular de las partículas individuales, los depósitos de turba fibrosa son porosos y el suelo es considerado como un material permeable. Por lo tanto la magnitud de la deformación de la turba fibrosa es alta, pero disminuye de manera significativa debido al propio proceso de deformación. Por esta razón, su comportamiento no encaja en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925).

Las diferencias en cuanto al contenido de fibras se pueden observar en una fotomicrografía a través del Microscopio Electrónico de Barrido (SEM). Cuanto mayor sea el contenido de fibra, mayor será la diferencia entre el comportamiento de la turba y un suelo mineral. La figura 3.2 muestra las fotomicrografías de un espécimen de turba fibrosa de Middleton⁴, sometido a 400 kPa de esfuerzo vertical de consolidación (Fox y Edil, 1996). Las fotomicrografías fueron tomadas en los planos vertical y horizontal.

⁴*Middleton* es una ciudad en el Condado de Dane, Wisconsin, Estados Unidos. Es un suburbio al oeste de la capital del estado, Madison.

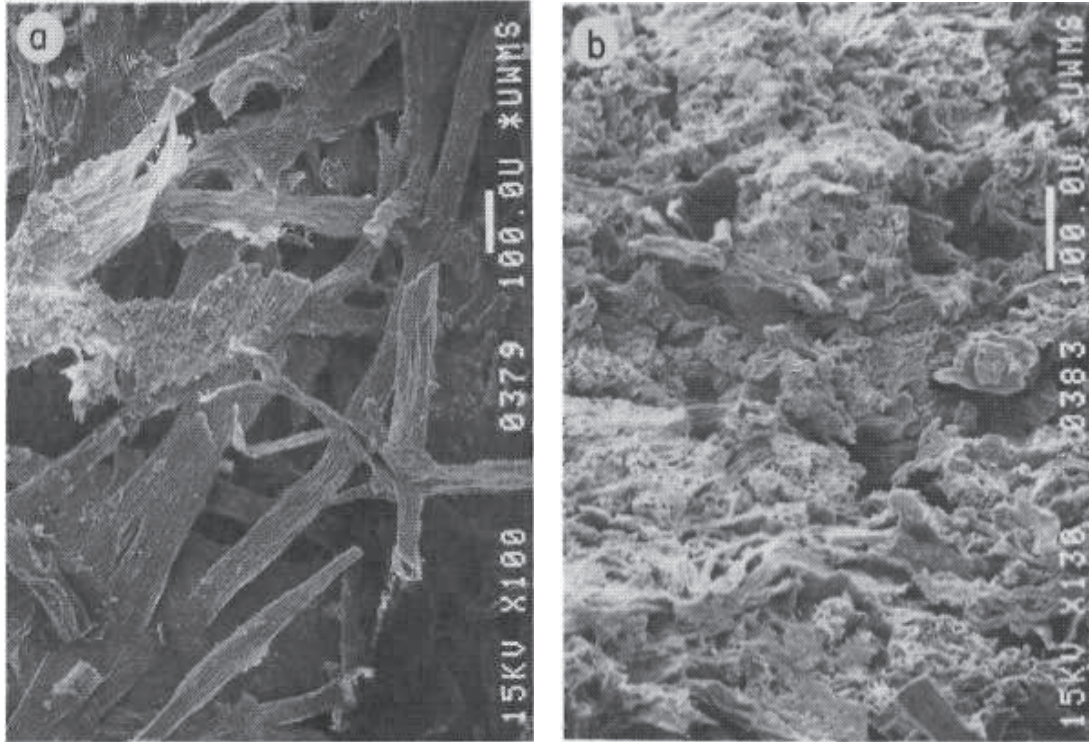


Figura 3.2.- Fotomicrografías del Microscopio Electronico de Barrido de una turba fibrosa de Middleton⁴; (a) plano horizontal, (b) plano vertical, (Fox and Edil, 1996)

La comparación de las dos fotomicrografías en la figura 3.2 indica una pronunciada anisotropía estructural de la turba fibrosa con espacios vacíos más grandes en la dirección horizontal que los de la dirección vertical resultantes de la orientación de las fibras en el suelo. Las micro estructuras individuales han permanecido esencialmente intactas después de la compresión bajo condiciones de alto-esfuerzo. Esto implica que para la turba fibrosa, los valores de permeabilidad y consolidación horizontal son más grandes que los respectivos valores de permeabilidad y consolidación vertical (Fox y Edil, 1996).

3.3. Muestreo de la turba.

En general, para todos los suelos, hay dos tipos de muestras, las muestras alteradas e inalteradas.

En las muestras alteradas, el suelo conserva el tipo y proporción de sus componentes, pero la estructura puede haber cambiado, por lo que sus propiedades mecánicas e hidráulicas no son las mismas que in situ.

En las muestras inalteradas, el suelo conserva la misma estructura, tipo y proporción de sus componentes, por lo cual sus propiedades mecánicas e hidráulicas continúan siendo las mismas que posee in situ.

Las muestras alteradas de turba al igual que en cualquier tipo de suelo se utilizan para determinar las propiedades índice y su correspondiente clasificación como fibrosa, semi-fibrosa o amorfa. Mientras que las muestras inalteradas se utilizan para determinar las propiedades mecánicas e hidráulicas tales como la deformabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y la permeabilidad.

Es bien conocido, que es prácticamente imposible obtener muestras inalteradas de cualquier tipo de suelo, incluida la turba. Puesto que todo muestreo induce esfuerzos que causan alteraciones a la muestra. Sin embargo, estas alteraciones se pueden minimizar utilizando ciertos tipos de muestreadores.

En la actualidad existe una comprensión razonable de las causas que producen las alteraciones durante el muestreo, el transporte y el manejo de las muestras de arcillas inorgánicas, así como las correspondientes prácticas aceptadas para el muestreo de estos suelos. Sin embargo, para el muestreo de la turba y en el caso particular de la fibrosa, existen factores adicionales, tales como la deformación que se genera durante la obtención de las muestras debido a la resistencia a la tensión que ofrecen las fibras cerca del borde de la muestra durante su extracción; al drenaje y la redistribución interna del agua.

Kogure y Ohira (1977) señalan que las dificultades asociadas con el uso de la mayoría de los muestreadores estándar de suelos, se deben a la presencia de las fibras en la turba. Durante el muestreo, la mayoría de los muestreadores no cortan las fibras causando una gran distorsión y deformación de su estructura. Por lo tanto el filo de la cuchilla es muy importante para garantizar la calidad de la muestra. Una alteración adicional tiene lugar durante el drenaje del agua mientras se extrae la muestra de la turba, por lo que la extracción de la muestra deberá ser ejecutado con sumo cuidado para minimizar la pérdida de agua.

Landva y otros (1983) atribuyen la alteración durante el muestreo a la pérdida de volumen por la presencia de gas, a la pérdida de contenido de agua y a la deformación de la estructura de la turba fibrosa.

Las muestras inalteradas de turba fibrosa se puede obtener a poca profundidad mediante el uso del método de muestreo con bloques cúbicos, el cual por lo general consiste en un pozo a cielo abierto de donde se obtienen los bloques cúbicos (0.25 m de arista) de la pared o fondo del pozo.

El muestreo de los depósitos de turba fibrosa más profundos se realiza con el uso de los muestreadores Sherbrooke de 0.25 m de diámetro y Laval de 0.20 m de diámetro (ver figuras 3.3 y 3.4 respectivamente), que aunque fueron desarrollados para arcillas también pueden ser utilizados para suelos orgánicos y turbas fibrosas. Los autores de los muestreadores Sherbrooke y Laval⁵ sugieren también utilizar un diámetro mayor (más de 0.10 m) para el muestreador de pistón de pared delgada, modificado mediante la adición de un agudo filo, el cual puede ser utilizado de la misma forma que en la arcilla blanda para la obtención de muestras inalteradas de turba fibrosa. Lefebvre y otros (1984) afirman que estos muestreadores proporcionan muestras de buena calidad para la obtención de las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de la turba fibrosa.

⁵*Los muestreadores Sherbrooke y Laval fueron desarrollados en el mismo lugar y época: Quebec, Canadá (Lefebvre y Poulin, 1979; La Rochelle y otros, 1981, respectivamente).*

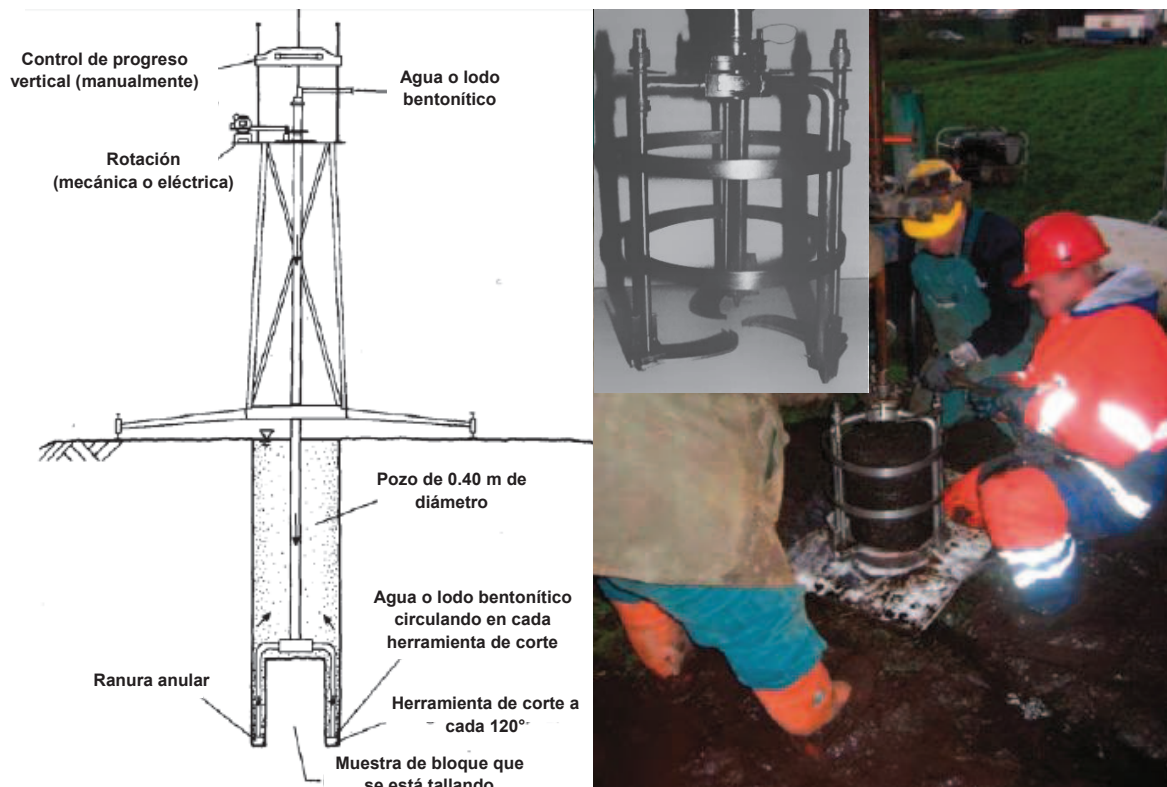


Figura 3.3.- Muestreador de Sherbrooke: a) Esquema (Lefebvre y Poulin, 1979) y b) fotografía (Boylan y otros, 2011).

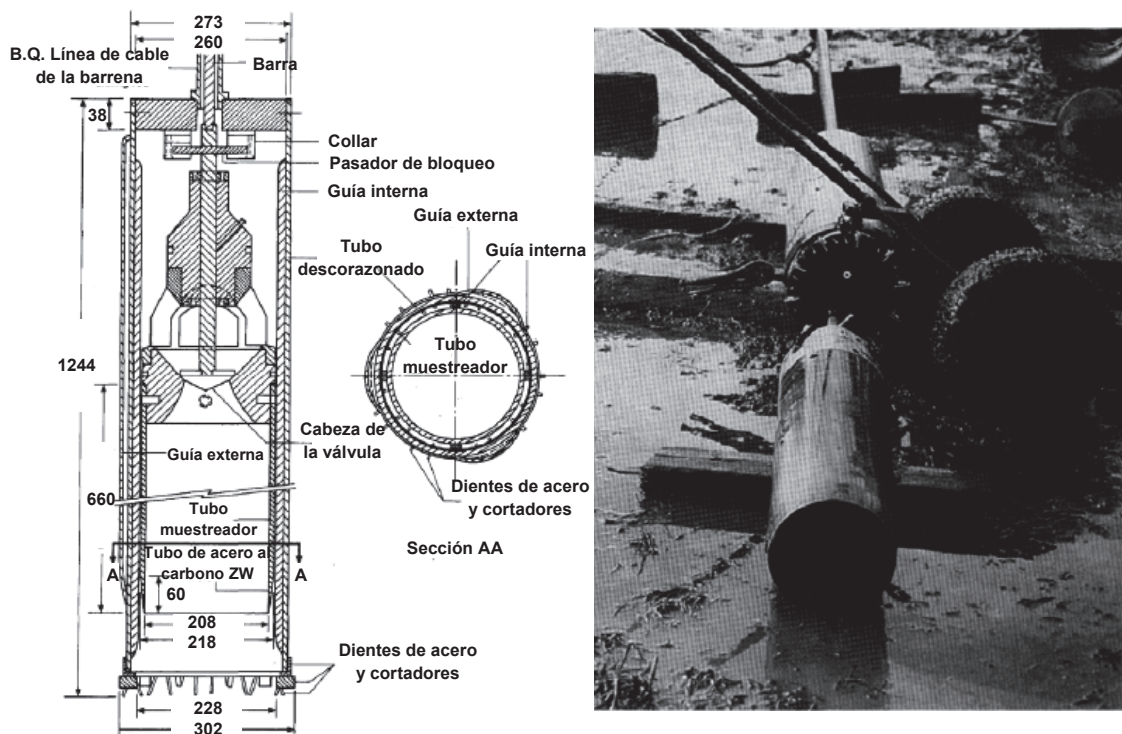


Figura 3.4.- Muestreador Laval: a) esquema (La Rochelle y otros 1981) y b) fotografía (Hight, 1993). Dimensiones del esquema en milímetros.

Con el fin de obtener muestras de buen tamaño, de buena calidad y capaces de representar adecuadamente la naturaleza homogénea in situ de los depósitos de turba, el Instituto Geotécnico de Suecia (SGI) desarrolló su propio muestreador para turbas.

El muestreador para turba SGI tiene un fuerte borde circular con ondas de dientes de corte montado en un tubo de plástico de 0.10 m de diámetro, cubierto con una cabeza robusta de conducción en la parte superior. La longitud del tubo es variable y dicta la longitud de la muestra recuperada, normalmente se utiliza una longitud de 1.0 m. El grado de alteración en la muestra depende en gran medida del método utilizado para conducir el muestreador en el suelo. Después de numerosas pruebas se ha establecido que los mejores resultados se logran habitualmente cuando el muestreador es conducido hacia abajo en la turba fibrosa por medio de una máquina de percusión.

Pruebas de laboratorio muestran que las muestras de turba fibrosa tomadas con el muestreador de turba SGI tienen mayor calidad que las muestras tomadas con el muestreador de pistón de diámetro pequeño.

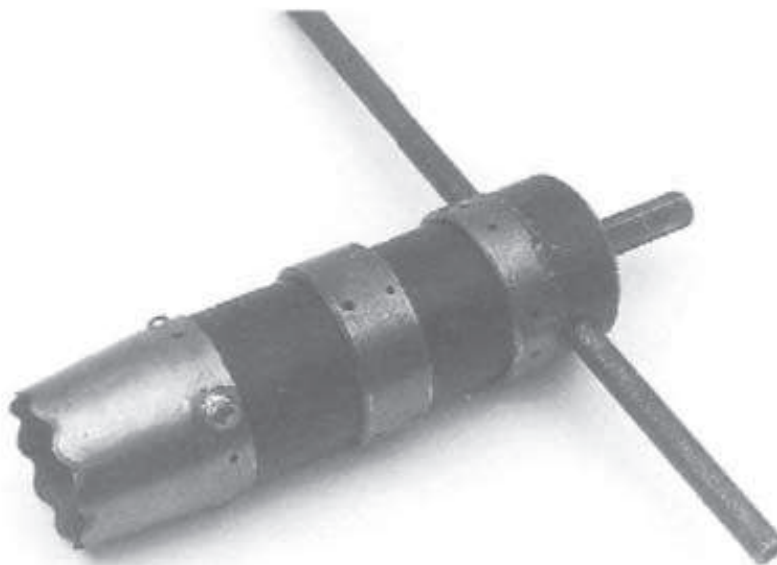


Figura 3.5.- Muestreador para turba de 0.10 m de diámetro SGI, (Hartlen y Wolski, 1996).

3.4. Propiedades índice y químicas de la turba fibrosa.

La variabilidad de la turba es extrema, tanto horizontal como verticalmente. Esta variabilidad de resultados se presenta en una amplia gama de propiedades índice, tales como la textura, color, contenido de agua, peso volumétrico y densidad relativa de sólidos. Los resultados de investigaciones sobre las propiedades índice de la turba en todo el mundo se presentan en las tablas 3.1 y 3.2.

La turba fibrosa en general posee un **contenido natural de agua** muy alto (se han registrado valores de $\omega_0 > 2000 \%$) debido a su capacidad natural de retención de agua. La estructura del suelo, que se caracteriza por partículas orgánicas gruesas, tiene una cantidad considerable de agua debido a que las partículas gruesas son generalmente muy sueltas y la partícula orgánica misma es hueca y en gran parte llena de agua. Investigaciones han indicado que el contenido medio de agua de la turba fibrosa es de aproximadamente 600%. El alto contenido de agua da como resultados alta flotabilidad y alto volumen de vacíos que conducen a una baja resistencia cortante.

La turba se reduce ampliamente cuando se seca. La contracción podría alcanzar el 50% del volumen inicial, pero la turba seca no se expande al volver a saturarse, debido a que esta no puede absorber tanta agua como en su condición inicial; únicamente del 33% al 55% del agua puede ser reabsorbida (Mochtar, 1997).

Un típico diagrama de fases de la turba de Indiana⁶, muestra en la figura 3.6 que el mayor componente de la turba es el agua.

⁶*Indiana* es un estado de los Estados Unidos, localizado en la región del Medio Oeste del país, cuya capital es Indianápolis.

La **relación de vacíos** de la turba es generalmente más alta que la de los suelos minerales indicando su mayor capacidad para la deformabilidad.

Relaciones de vacíos entre 5 y 15 son común, sin embargo se han reportado valores hasta de 25 para la turba fibrosa (Hanrahan, 1954).

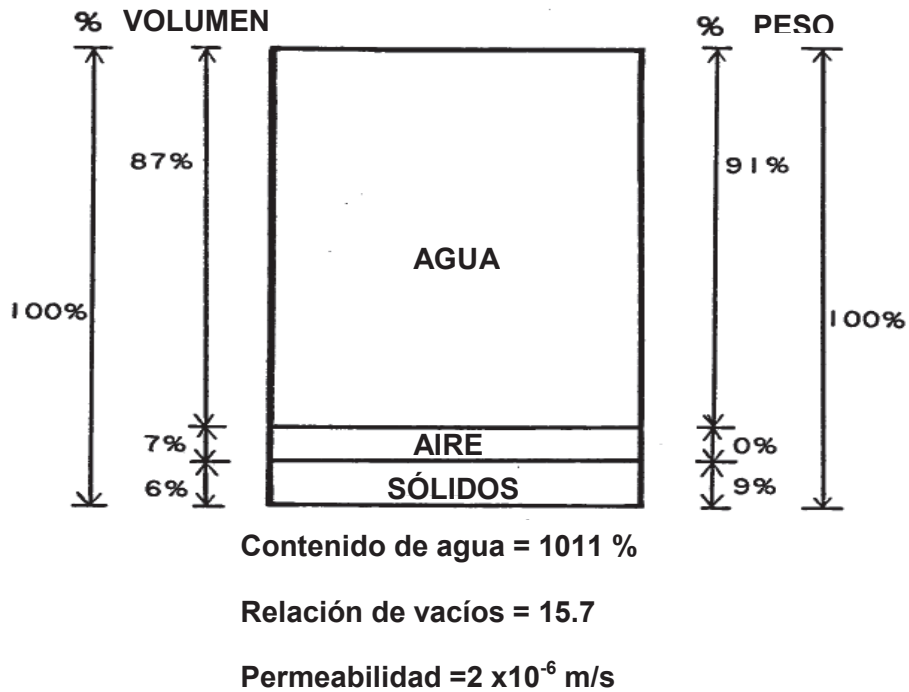


Figura 3.6.- Diagrama de fases para una turba fibrosa de Indiana⁶ (Gruen y Lovell, 1983).

El **peso volumétrico** de una turba es típicamente más bajo en comparación a los suelos inorgánicos. El peso volumétrico medio de la turba fibrosa es más o menos igual o ligeramente superior al peso volumétrico del agua. Una fuerte reducción del peso volumétrico se identifica con el incremento del contenido de agua. Investigaciones sugieren que para las turbas con contenido de agua alrededor de 500%, los rangos del peso volumétrico son 10 - 13 kN/m³. Sobre la base de su investigación, Berry (1983) señala que el peso volumétrico medio de la turba fibrosa es alrededor de 10.5 kN/m³.

La **densidad relativa de sólidos** de la turba depende en gran medida de su composición y porcentaje del contenido de materia orgánica (ASTM D 2974). Esta propiedad tiene un rango entre 1.3 y 1.8, con un promedio de 1.5 (Davis, 1997). Cuando más baja es la densidad relativa de sólidos indica un menor grado de descomposición y bajo contenido de minerales.

En general, los suelos de turba son muy ácidos, con bajos valores de pH, a menudo se encuentra entre 4 y 7 (Lea, 1956).

Químicamente, la turba está constituida por carbono (C), hidrógeno (H), oxígeno (O), y una pequeña cantidad de nitrógeno (N). Investigaciones (Soper y Obson, 1922; Chynoweth, 1983; Schelkoph et al, 1983; Cameron et al, 1989.) mostraron que el porcentaje de carbón, hidrógeno, oxígeno, y una pequeña cantidad de nitrógeno se encuentran en los rangos de 40-60%, 20-40%, 4-6% y 0-5% respectivamente. La composición química de la turba está muy relacionada con el grado de descomposición de su materia orgánica, es decir, cuando mayor sea el grado de descomposición, menor será el porcentaje de carbono producido.

La lenta descomposición de la materia orgánica de la turba, está acompañada de la producción de metano y en menores cantidades dióxido de nitrógeno, de carbono y sulfuro de hidrógeno. La presencia de gas en la estructura interna de la turba afecta sus propiedades índice, mecánicas e hidráulicas. Actualmente no se cuenta con ningún método reconocido para determinar el contenido de gas presente en la estructura interna de la turba. Un contenido de gas de entre 5 y 10% del volumen total del suelo ha sido reportado para los suelos orgánicos y las turbas en el *manual de ingeniería Muskeg* del año 1969.

TABLA 3.1 Propiedades físicas de las turbas, (Huat 2004).

Deposito de suelo	Contenido de agua natural (ω_o , %)	Peso volumétrico (γ , kN/m ³)	Densidad relativa de sólidos (G_s)	Contenido orgánico (%)
Turba fibrosa de Quebec	370 - 450	8.70 – 10.40	-	-
Turba fibrosa de Antoniny Polonia	310 - 450	10.50 – 11.10	-	65 - 85
Turba fibrosa de Co. Offaly Irlanda	865 - 1400	10.20 – 11.30	-	98 - 99
Turba amorfa de Cork Irlanda	450	10.20	-	80
Pantano de turba de Massachusetts	759 - 946	10.10 – 10.40	-	60 - 77
Turba de Austria	200 - 800	9.80 – 13.00	-	-
Turba de Japón	334 - 1320	-	-	20 - 98
Turba de Italia	200 -300	10.20 – 14.30	-	70 - 80
Turba de América	178 - 600	-	-	-
Turba de Canadá	223 - 1040	-	-	17 - 80
Turba de Hokkaido	115 - 1150	9.50 – 11.20	-	20 - 98
Turba del oeste de Malasia	200 - 700	8.30 – 11.50	1.38 – 1.70	65 - 97
Turba del sureste de Malasia	220 - 2207	8.00 – 12.00	-	76 - 98
Turba de Central Kalimantan	467 - 1224	8.00 – 14.00	1.50 – 1.77	41 - 99

TABLA 3.2 Propiedades físicas y químicas importantes de algunos depósitos de turba, (Ajlouni 2000).

Tipo de turba	Contenido de agua natural (ω_0 , %)	Densidad de masa (Mg/m^3)	Densidad relativa de sólidos (Gs)	Acidez pH	Contenido *Ash (%)	Referencia
Fibrosa-leñosa	484 - 909	-	-	-	17	Colley 1950
Fibrosa	850	0.95 – 1.03	1.10 – 1.80	-	-	Hanrahan 1954
Turba	520	-	-	-	-	Lewis 1956
	500 - 1500	0.88 – 1.22	1.50 – 1.60	-	-	Lea and Brawner 1963
Amorfa y fibrosa	200 - 600	-	1.62	4.8 – 6.3	12.2 – 22.5	Adams 1965
	355 - 425	-	1.73	6.7	15.9	
Amorfa a fibrosa	850	-	1.50	-	14	Keene and Zawodniak 1968
Fibrosa	605 - 1290	0.87 – 1.04	1.41 – 1.70	-	4.6 – 15.8	Samson y LaRoche 1972
Fibrosa gruesa	613 - 886	1.04	1.50	4.1	9.4	Berry y Vickers 1975
Fibrosa sedge	350	-	-	4.3	4.8	Levesque et al. 1980
Fibrosa Sphagnum	778	-	-	3.3	1	
Fibrosa gruesa	202 - 1159	1.05	1.50	4.17	14.3	Berry 1983
Fibrosa fina	660	1.05	1.58	6.9	23.9	
Fibrosa fina	418	1.05	1.73	6.9	9.4	NG y Eischen 1983
Amorfa granular	336	1.05	1.72	7.3	19.5	
Turba fibrosa	660 – 890	0.94 – 1.15	-	-	-	Olson 1970
Turba amorfa	200 - 875	1.04 – 1.23	-	-	-	
Fibrosa	660 - 1590	-	1.53 – 1.68	-	0.1 - 32	Lefebvre et al. 1984

DEFINICIÓN, ESTRUCTURA, MUESTREO Y PROPIEDADES DE LAS TURBAS.

Tipo de turba	Contenido de agua natural (ω_o , %)	Densidad de masa (Mg/m^3)	Densidad relativa de sólidos (G_s)	Acidez pH	Contenido *Ash (%)	Referencia
Turba Portage	600	0.96	1.72	7.3	19.5	
Turba Waupaca	460	0.96	1.68	6.2	15	Edil y Mochtar 1984
Turba fibrosa de Middleton	510	0.91	1.41	7	12	
Turba fibrosa de Noblesville	173 - 757	0.84	1.56	6.4	6.9 - 8.4	
Turba	125 - 375	0	1.55 - 1.63	5 - 7	22 - 45	Yamaguchi et al. 1985a
Turba	419	1	1.61	-	22 - 45	Jones et al. 1986
Turba	490 - 1250	-	1.45	-	20 - 33	Yamaguchi et al. 1987
Turba	630 - 1200	-	1.58 - 1.71	-	22 - 35	Nakayama et al. 1990
Turba	400 - 1100	0.99 - 1.10	1.47	4.2	5 - 15	Yamaguchi 1990
Fibrosa	700 - 800	1.00	-	-	-	Hansbo 1991
Turba de Netherland	669	0.97	1.52	-	20.8	Termaat y Topolnicki 1994
Fibrosa de Middleton	510 - 850	0.99 - 1.10	1.47 - 1.64	4.2	5 - 7	Ajlouni 2000
Fibrosa de James Bay	1000 - 1340	0.85 - 1.02	1.37 - 1.55	5.3	4.1	

*Ash: es el porcentaje en peso seco del material (cenizas) que queda después de que la turba es secada al horno.

3.5. Conclusiones.

La turba es un suelo con un alto contenido de materia orgánica ($O_c > 75\%$) y en función de su estructura, la cual depende del grado de descomposición de la materia orgánica y del contenido de fibras, se puede dividir esencialmente en dos tipos, la fibrosa y la amorfa.

Los suelos de turba fibrosa poseen un comportamiento mecánico muy diferente al de los suelos minerales, mientras que el comportamiento de los suelos de turba amorfa se asemeja al de una arcilla.

En el caso particular de los suelos de turba fibrosa se observa que existe una gran anisotropía estructural, lo cual nos lleva a establecer que las propiedades mecánicas e hidráulicas en los planos verticales y horizontales son diferentes.

Por otro lado, el muestreo en los suelos de turba fibrosa suele afectar considerablemente su estructura, por lo cual, se recomienda el uso de muestras cúbicas en la superficie de los estratos, mientras que para la obtención de muestras a mayores profundidades se recomienda el uso de los muestreadores Sherbrooke y Laval de 0.25 y 0.20 m de diámetro, respectivamente, los cuales deberán de estar provistos de agudos filos para el corte de las fibras o en su caso el uso del muestreador para turba desarrollado por el Instituto Geotécnico de Suecia de 0.10 m de diámetro, todo esto con el fin de minimizar las alteraciones que durante el muestreo se puedan causarse a la estructura de la turba fibrosa.

Las propiedades índice y químicas de los suelos de turba fibrosa varían ampliamente de las que suelen presentar los suelos inorgánicos alrededor del mundo. Esto se debe básicamente a su estructura, la cual está íntimamente relacionada con el *contenido de materia orgánica (O_c)*.

4. DEFORMABILIDAD DE LA TURBA FIBROSA.

4.1. Introducción.

Este capítulo está destinado a tratar una de las propiedades mecánicas más importantes de la turba fibrosa, desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica, su *deformabilidad*.

El comportamiento deformable de la turba fibrosa varía del que presentan los suelos inorgánicos (arcillas), de dos maneras: en primer lugar, la deformabilidad de la turba es mucho mayor; en segundo lugar, la compresión secundaria (fenómeno también conocido como *creep*) es la componente más importante del asentamiento total.

La alta deformabilidad de la turba fibrosa puede ser atribuida en parte a su estructura suelta y al alto contenido de agua que posee de manera natural. Las turbas en su estado natural tienen una alta permeabilidad, por lo cual, cuando un esfuerzo es aplicado, el agua es expulsada rápidamente causando una gran deformación volumétrica. Por otra parte, debido a sus bajos pesos volumétricos y a las altas relaciones de vacíos los depósitos naturales de turba poseen cargas de preconsolidación muy pequeñas, lo que resulta también en grandes deformaciones volumétricas cuando un incremento de esfuerzo es aplicado.

Para poder comprender el comportamiento de la deformabilidad de los suelos de turba fibrosa será necesario estudiar y analizar la respuesta *esfuerzo – deformación – tiempo* cuando una carga es aplicada.

El estudio y análisis de la deformabilidad de la turba fibrosa en este trabajo de investigación se realiza en base al comportamiento observado en el laboratorio, a través de pruebas de consolidación unidimensional y del observado en campo, bajo la acción de las cargas de los terraplenes.

La forma de las curvas deformación vs tiempo obtenidas tanto en laboratorio como en campo suelen presentar dificultades para su análisis, por lo que en este capítulo se presentan los avances más recientes en la metodología para el análisis de estas curvas.

Otro aspecto importante que se incluye en este capítulo son las diferentes teorías de consolidación, utilizadas para la predicción de los asentamientos que sufre la turba fibrosa bajo la acción de un esfuerzo aplicado.

Por último, se presenta el desarrollo de la teoría de Gibson y Lo (1961), así como su aplicación tanto en laboratorio como en campo para la predicción de los asentamientos de la turba fibrosa.

4.2. Componentes del asentamiento de la turba fibrosa.

Antes de iniciar con el desarrollo de este capítulo, es necesario tener en claro cuáles son las componentes del asentamiento total en la turba fibrosa. Por lo tanto, es importante diferenciar entre las deformaciones resultantes puramente del cambio de volumen (deformación volumétrica) y las resultantes de los desplazamientos laterales (deformación cortante), las cuales se describen a continuación:

- 1) **Deformación volumétrica:** en el caso de la turba fibrosa ésta se divide en dos mecanismos muy importantes:

a.- Compresión primaria (Consolidación): es el proceso de disminución de volumen debido a la expulsión del agua contenida en los vacíos de la masa del suelo, provocado por el aumento de los esfuerzos.

b.- Compresión secundaria : es el proceso al cual se debe que el suelo continúe disminuyendo de volumen, bajo el mismo esfuerzo aplicado, después de terminado el proceso de consolidación, esto debido a un reacomodo adicional de la estructura interna del suelo después de que la carga ha sido transferida del agua a la materia sólida del suelo.

- 2) **Deformación cortante:** Es el proceso por el cual una masa de suelo cambia de forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniendo su volumen constante.

4.3. Deformabilidad de la turba fibrosa en el laboratorio.

En la actualidad las pruebas de consolidación unidimensional en muestras de turba fibrosa se realizan de manera similar que en las muestras de suelos inorgánicos. Sin embargo, se debe tener presente que el uso de consolidómetros que aplican las cargas mediante un brazo de palanca suelen presentar lecturas erróneas. Esto se debe a que las grandes deformaciones que se presentan en las muestras de turba causan fuertes movimientos en el brazo, lo cual reduce la magnitud de la carga aplicada. Este problema puede ser evitado utilizando consolidómetros que apliquen las cargas sin el uso de un brazo de palanca. Por otra parte, es necesario que estos consolidómetros sean capaces de medir la disipación del exceso de presión de poro generada durante la prueba.

Los tipos de consolidómetros más utilizados para las muestras de turba fibrosa son: *la celda Rowe* y *el consolidómetro de Anteus*, a este último se le debe adicionar un transductor de presión sensible al exceso de presión de poro.

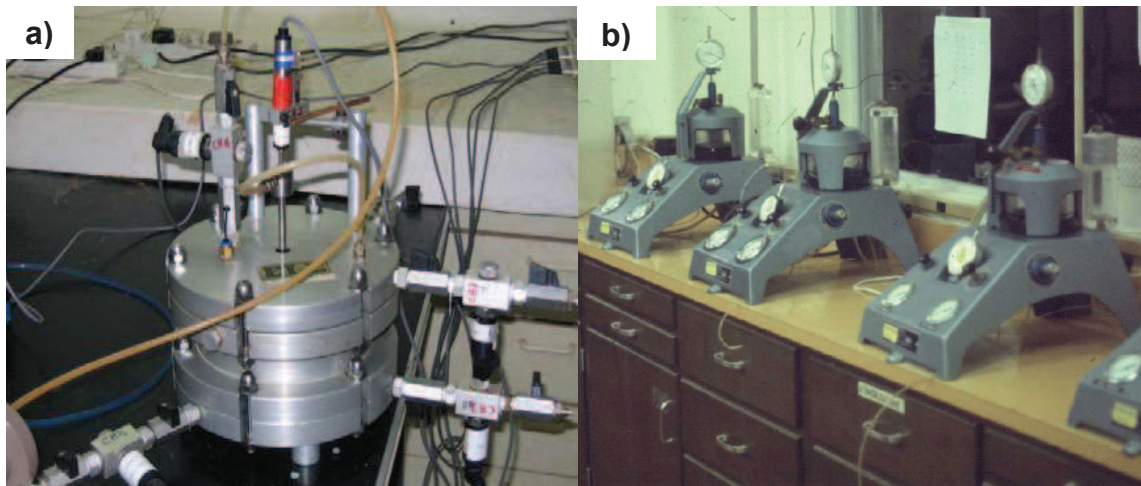


Figura 4.1.- a) Celda Rowe y b) consolidómetro de Anteus (Yulindasari, 2006).

A lo largo de los años, muchos investigadores de diferentes partes del mundo donde se tienen suelos de turba fibrosa han realizado investigaciones de laboratorio para estudiar el comportamiento deformable de estos suelos.

En el año de 1980 los investigadores A. W. Dhowian y T. B. Edil, presentaron los resultados obtenidos de las pruebas de consolidación unidimensional realizadas a la turba semi-fibrosa de Portage (alrededor del 31% de contenido de fibra), en su artículo titulado “*Consolidation Behavior of Peats*”.

El equipo utilizado para las pruebas fue un consolidómetro de Anteus, el cual contaba con un dispositivo para la aplicación de contrapresión a la muestra; este consolidómetro utiliza especímenes de tamaño convencional y su anillo está forrado con teflón para reducir la fricción lateral con la muestra. Para el caso particular de esta investigación, el consolidómetro de Anteus fue modificado para tener dos características adicionales: (1) un transductor de presión sensible al exceso de presión de poro en la parte inferior del espécimen, mientras que el agua intersticial es drenada por la parte superior y (2) buretas conectadas en la parte superior e inferior del espécimen para medir el coeficiente de permeabilidad antes de la aplicación de cada incremento de esfuerzo durante las pruebas.

En la figura 4.2 se presenta la curva deformación vertical vs logaritmo del tiempo, obtenida para el primer incremento de esfuerzo aplicado de 25 kPa, bajo una contrapresión de 560 kPa.

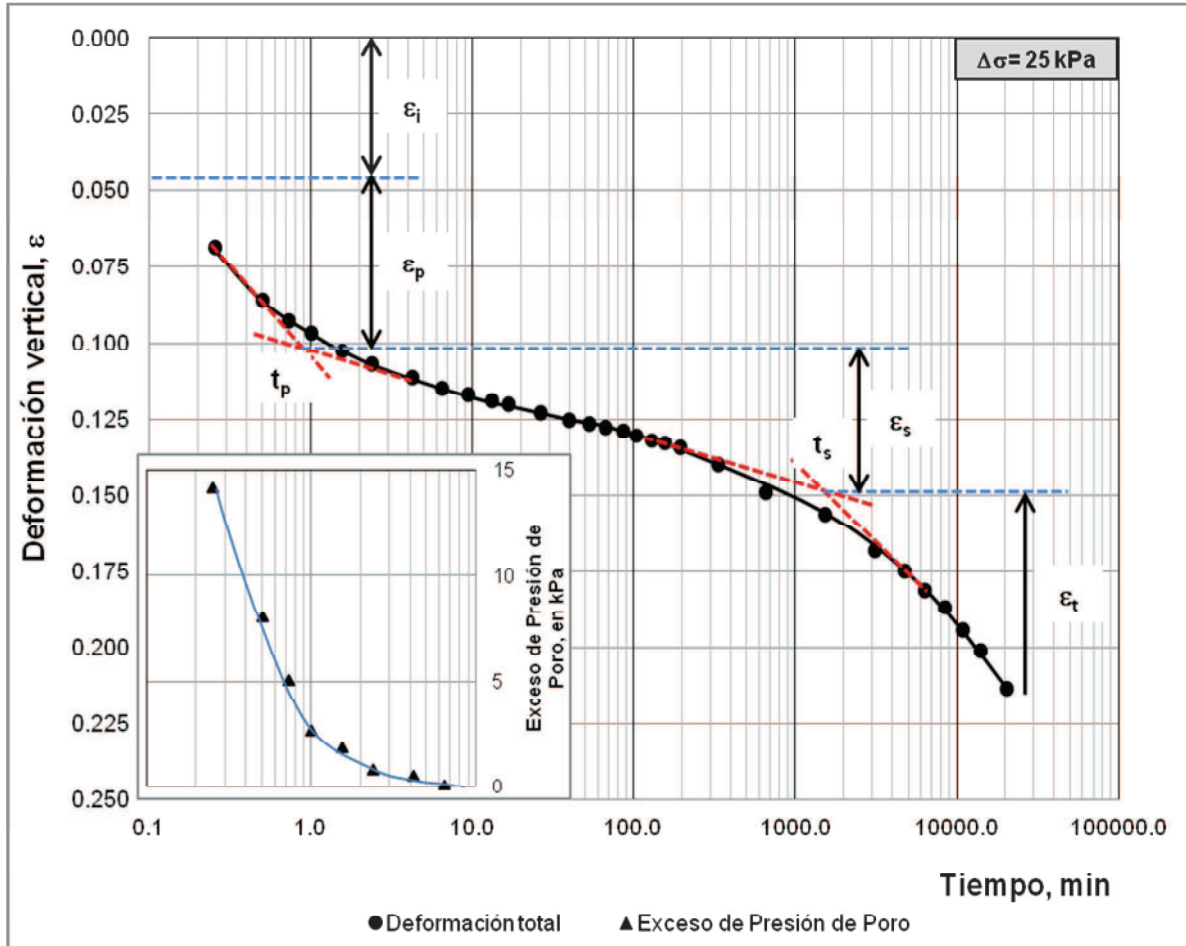


Figura 4.2.- Deformación vertical y exceso de presión de poro vs logaritmo del tiempo para un espécimen de la turba de Portage, para el primer incremento de esfuerzo de 25 kPa y bajo una contrapresión de 560 kPa (Dhowian y Edil, 1980).

Dhowian y Edil (1980), identificaron en la curva de la figura 4.2 cuatro componentes de la deformación:

- 1.- **Una deformación instantánea, ϵ_i ,** que tiene lugar inmediatamente después de la aplicación de un incremento de esfuerzo. Posiblemente esta deformación es el resultado de la compresión de pequeñas bolsas de gas (las turbas generalmente contienen entre 5 y 10 % de gas) y de la compresión elástica de las partículas sólidas de la turba;

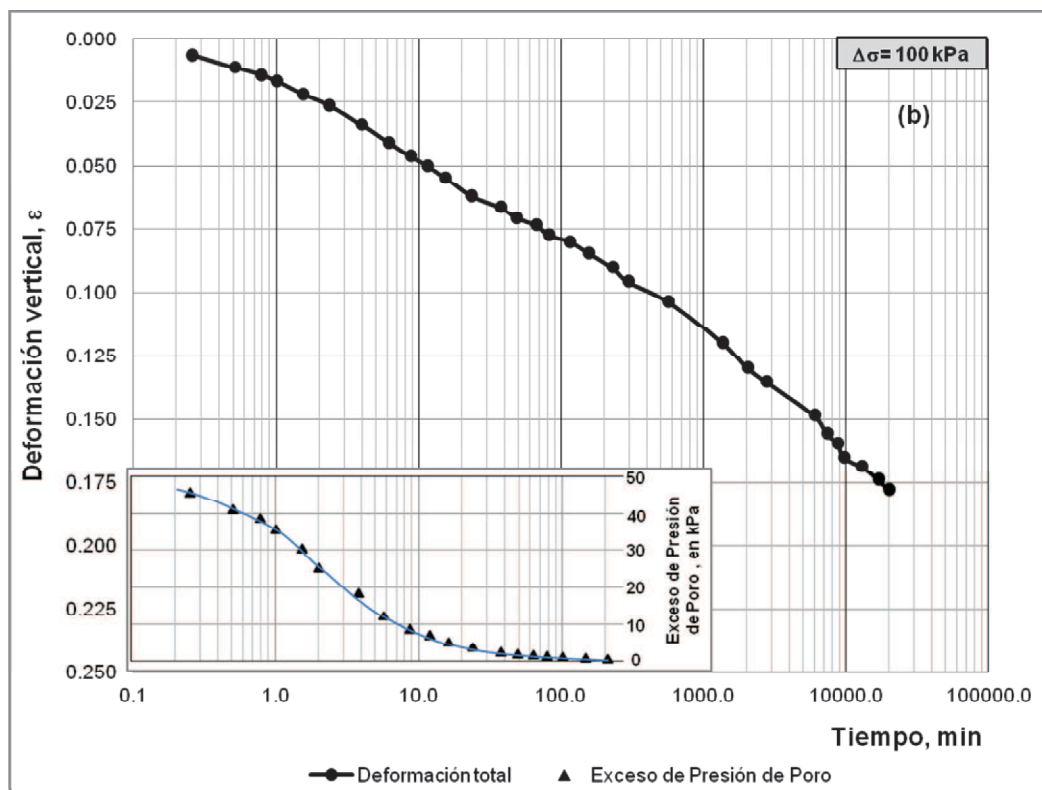
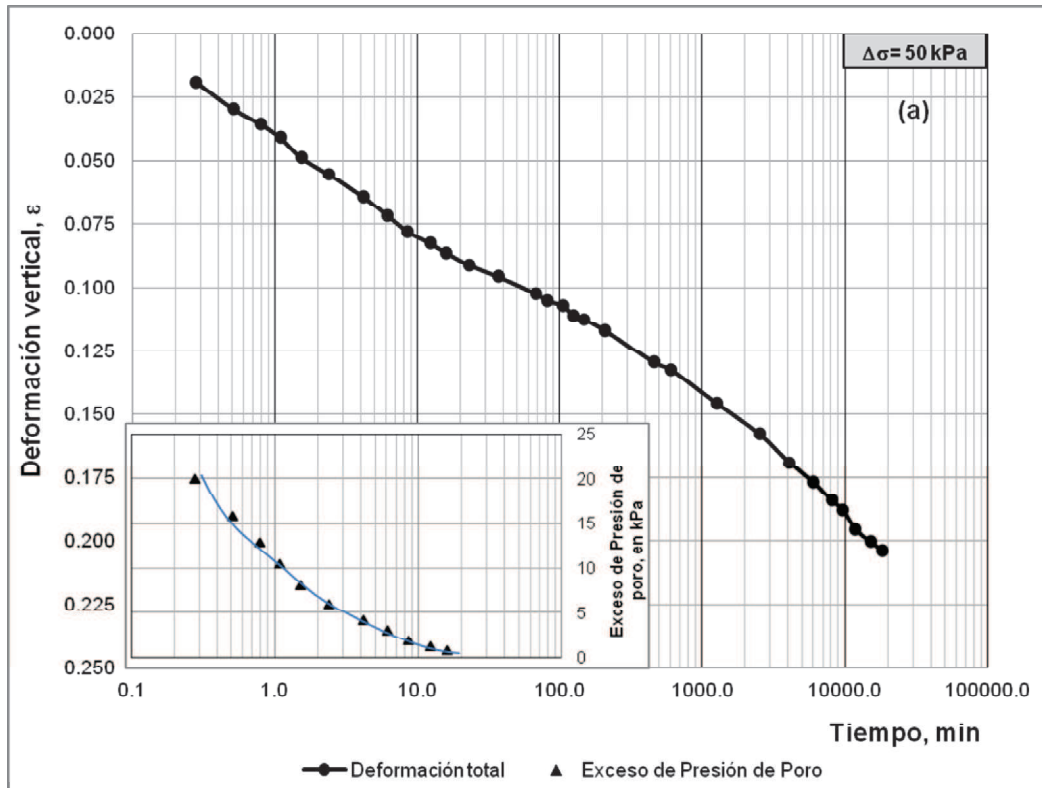
2.- Una componente de deformación primaria, ε_p , que ocurre con una velocidad relativamente alta y se prolonga hasta un tiempo t_p ;

3.- Una componente de deformación secundaria, ε_s , que resulta de un incremento lineal de la deformación con el logaritmo del tiempo para un número de ciclos adicionales de tiempo, hasta un tiempo t_s , posteriormente el índice de compresión incrementa sustancialmente dando lugar a;

4.- Una componente de deformación terciaria, ε_t , que continúa indefinidamente hasta que todo el proceso de deformación cesa.

Dhowian y Edil (1980) observaron el mismo comportamiento de la curva de la figura 4.2, con ligeras variaciones, en todas las pruebas realizadas a las muestras de la turba de Portage, para bajos niveles de esfuerzo aplicado.

En la figura 4.3 se presentan las curvas deformación vertical vs logaritmo del tiempo para los incrementos subsecuentes de esfuerzo aplicado 50, 100, 200 y 400 kPa, respectivamente.



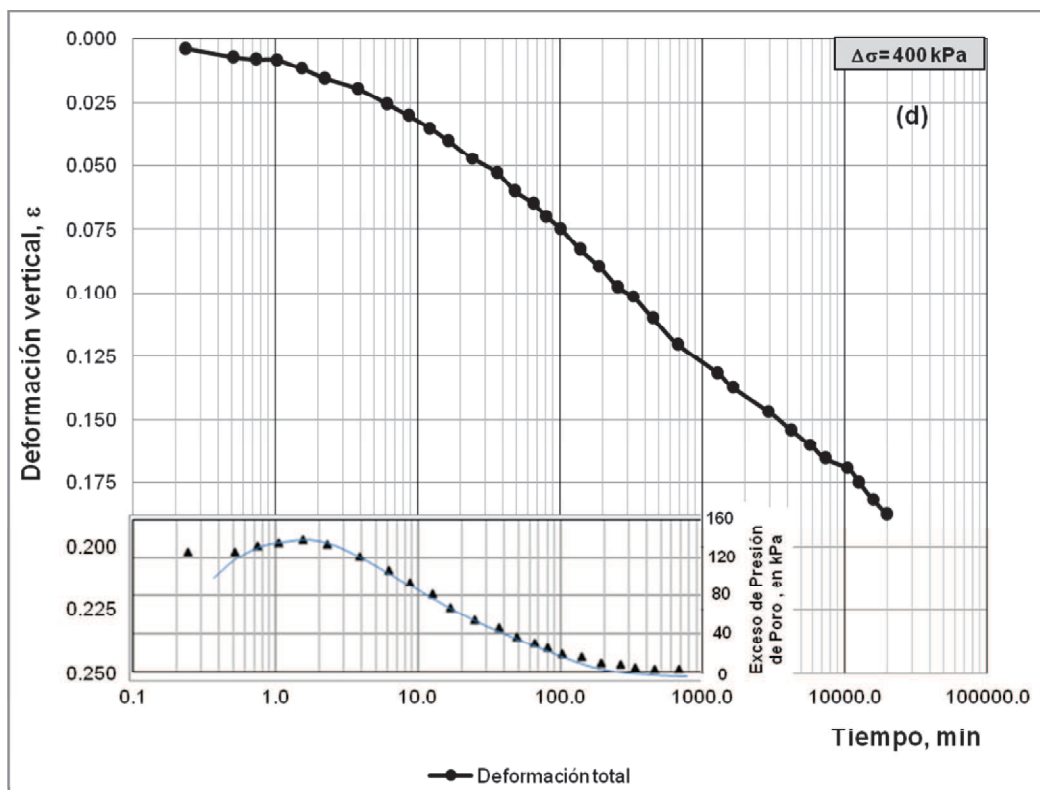
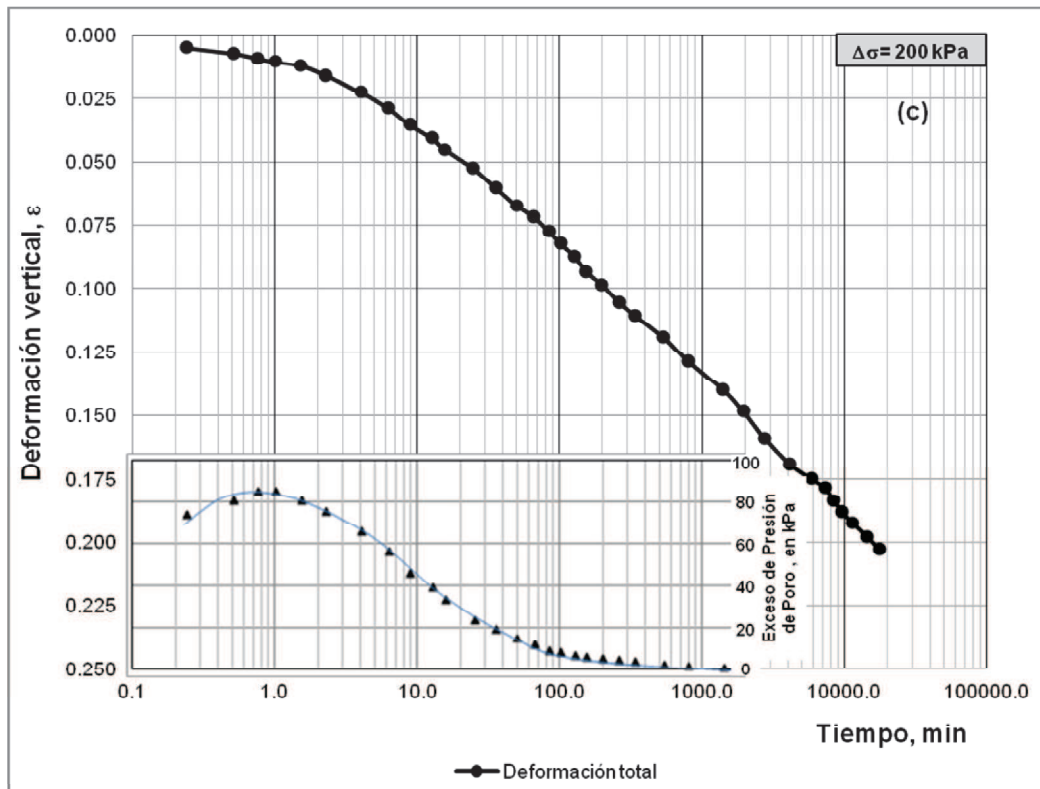


Figura 4.3.- Incrementos de esfuerzo subsecuentes (50, 100, 200 y 400 kPa) para un espécimen de turba de Portage bajo una contrapresión de 560 kPa (Dhowian y Edil, 1980).

En las curvas de las figuras 4.2 y 4.3 se observan las siguientes características importantes:

- 1) Se puede apreciar que las curvas no presentan la típica forma de “S” o curva tipo I (obtenida para las arcillas e incluso para algunos suelos orgánicos), sino más bien sus formas corresponden a las curvas tipo II y tipo III (los tipos de curva I, II y III serán definidos más adelante).
- 2) La deformación instantánea (ϵ_i) para la curva $\Delta\sigma = 25$ kPa corresponde aproximadamente al 5% de la deformación, mientras que para las curvas $\Delta\sigma = 50$ kPa a $\Delta\sigma = 400$ kPa esta deformación disminuye considerablemente tendiendo a cero.
- 3) La determinación de la deformación primaria (ϵ_p) para la curva $\Delta\sigma = 25$ kPa se realizó gráficamente determinando aproximadamente $t_p = 1$ min, sin embargo, en realidad la etapa primaria de la deformación finaliza cuando el exceso de presión de poro se disipa por completo, lo cual ocurre aproximadamente 7 min después de la aplicación del esfuerzo.
- 4) El fin de la deformación secundaria (ϵ_s) para la curva $\Delta\sigma = 25$ kPa se determinó cuando se tiene aproximadamente un 15% de deformación dando paso a una nueva etapa de deformación denominada por Dhowian y Edil “**terciaria (ϵ_t)**”.
- 5) Para ninguna de las 4 curvas restantes ($\Delta\sigma = 50$ kPa a $\Delta\sigma = 400$ kPa) es posible determinar gráficamente el fin de las etapas primaria y secundaria.
- 6) El tiempo que debe transcurrir para la disipación total del exceso de la presión de poro es cada vez mayor a medida que incrementa el esfuerzo aplicado.
- 7) En las curvas de la disipación del exceso de la presión de poro correspondientes a los dos últimos incrementos de esfuerzo ($\Delta\sigma = 200$ kPa y $\Delta\sigma = 400$ kPa) se puede observar un máximo (pico).

El primer punto indica que la forma de las curvas obtenidas difiere de la que normalmente se obtiene para las arcillas, esto se debe, a que en los suelos de turba fibrosa la etapa secundaria es mucho más significativa que la etapa primaria. Por lo cual, el inicio de la etapa secundaria será quien influya en la forma de la curva obtenida, lo cual se explicara a detalle más adelante.

En el segundo punto la diferencia entre los porcentajes de deformación instantánea existentes entre la curva de la figura 4.2 y las curvas de la figura 4.3 se debe básicamente a la compresión elástica de las partículas sólidas de la turba durante el primer incremento de esfuerzo.

El tercer punto nos permite observar de manera muy clara dos características importantes: (1) en los suelos de turba fibrosa la etapa de consolidación primaria (para el primer incremento de esfuerzo aplicado) es muy rápida en comparación con las siguientes etapas de deformación, debido a su alta permeabilidad y (2) el método gráfico de Casagrande utilizado universalmente para determinar el fin de la etapa primaria en arcillas, subestima este valor en los suelos de turba fibrosa, lo cual se debe al inicio prematuro de la etapa secundaria durante el proceso de deformación primaria.

En el cuarto punto se indica la presencia de una nueva etapa de deformación en adición a la secundaria a la cual se denominó etapa de deformación terciaria, la cual presenta un mayor índice de deformación que la secundaria, lo que nos llevaría entonces a establecer que en realidad la etapa más significativa en el comportamiento deformable de la turba fibrosa no es la secundaria sino la terciaria. Sin embargo este cambio en el índice de la deformación durante la etapa secundaria se debe a la *biodegradación* que sufre la materia orgánica de la turba fibrosa en el laboratorio. Este fenómeno se explicara más adelante a detalle.

El quinto punto menciona que cuando los esfuerzos se hacen más sustanciales, como se observa en las curvas de la figura 4.3, las componentes de la deformación parecen fundirse en una sola. Esto se debe a que la etapa secundaria excede y enmascara a la etapa primaria. Sin embargo, Dhowian y Edil (1980) presentan en la tabla 4.1 (*de acuerdo con su criterio de cálculo*) los valores promedios de todas las pruebas realizadas del final de las etapas primaria y secundaria para cada uno de los incrementos de esfuerzo.

TABLA 4.1 Cambio en t_p y t_s con el incremento de esfuerzo para la turba de Portage (valores promedios de todas las pruebas, Dhowian y Edil, 1980).

Incremento de esfuerzo, kPa	t_p , min	t_s , min
0 – 25	1.35	2472
25 – 50	0.48	1488
50 – 100	0.49	1284
100 – 200	1.49	468
200 - 400	2.68	---

En el anexo C de este trabajo de investigación se presenta el análisis de las curvas de las figuras 4.2 y 4.3 en base al método de Robinson (el cual se estudiara más adelante), en este anexo se demostrará que los valores promedios de la tabla 4.1 difieren por mucho de los obtenidos para las curvas de las figuras 4.2 y 4.3.

En el sexto punto el cambio observado en la respuesta de la disipación del exceso de la presión de poro con el incremento del esfuerzo puede ser atribuido a la drástica disminución en la permeabilidad y la deformabilidad.

El séptimo punto se debe a la incompleta saturación de la turba, debido a la existencia de gas en su estructura, producto de la biodegradación de la materia orgánica de la turba.

Como se puede observar en los dos párrafos anteriores, la permeabilidad juega un papel muy importante en el comportamiento deformable de la turba fibrosa, razón por la cual es necesario abrir un paréntesis para hablar de manera específica sobre esta importante propiedad hidráulica de los suelos.

Durante las pruebas de consolidación unidimensional realizadas por Dhowian y Edil (1980), se observó inicialmente una permeabilidad relativamente alta, comparable con la de una arena fina, como se muestra en la figura 4.4. Sin embargo, como el proceso de deformación y la relación de vacíos decrecen rápidamente, la permeabilidad se reduce en gran medida (cerca de 5000 veces) a un valor comparable al de una arcilla. En la figura 4.4 también se observa que la anisotropía en la permeabilidad es el resultado de la orientación de las fibras, con una mayor permeabilidad horizontal (más de 300 veces para una relación de vacíos de 6.0) que la vertical, (Dhowian y Edil, 1980). Por lo tanto, el cambio en la permeabilidad como resultado de la deformación es drástico para la turba fibrosa.

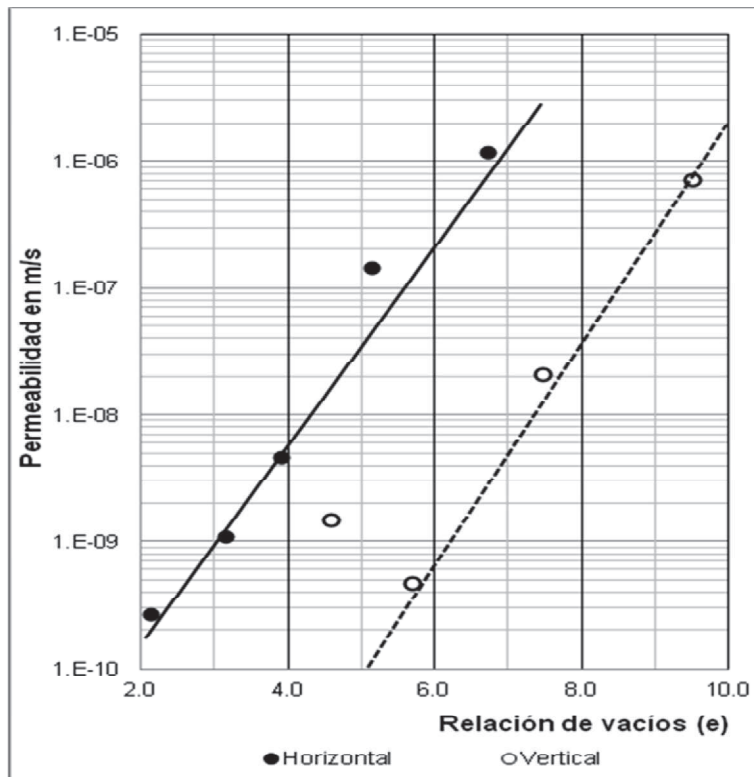


Figura 4.4.- Coeficiente de permeabilidad vs relación de vacíos para especímenes verticales y horizontales de la turba Portage (Dhowian y Edil, 1980).

Para ampliar el conocimiento sobre la permeabilidad de la turba fibrosa en la figura 4.5 se muestran los datos de la permeabilidad vertical de las turbas fibrosas de Middleton y bahía James⁷, junto con datos de permeabilidad que se encuentran en la literatura sobre los depósitos de turba. Para tener un marco de referencia, se incluyen además los datos de la permeabilidad de los minerales puros de arcilla montmorilonita, ilita y caolinita, así como datos sobre un gran número de depósitos de arcilla blanda y limo (Mesri y Olson 1971; Mesri y otros. 1994). También se incluyen los datos de la permeabilidad de la arcilla de la ciudad de México, que es el único depósito natural de arcilla blanda que existe en el mundo con relaciones de vacíos in situ comparables a las de las turbas fibrosas en su estado natural (Mesri et al. 1975). Por último se presenta también la permeabilidad de una arena limpia, la cual es superior a la de la turba fibrosa.

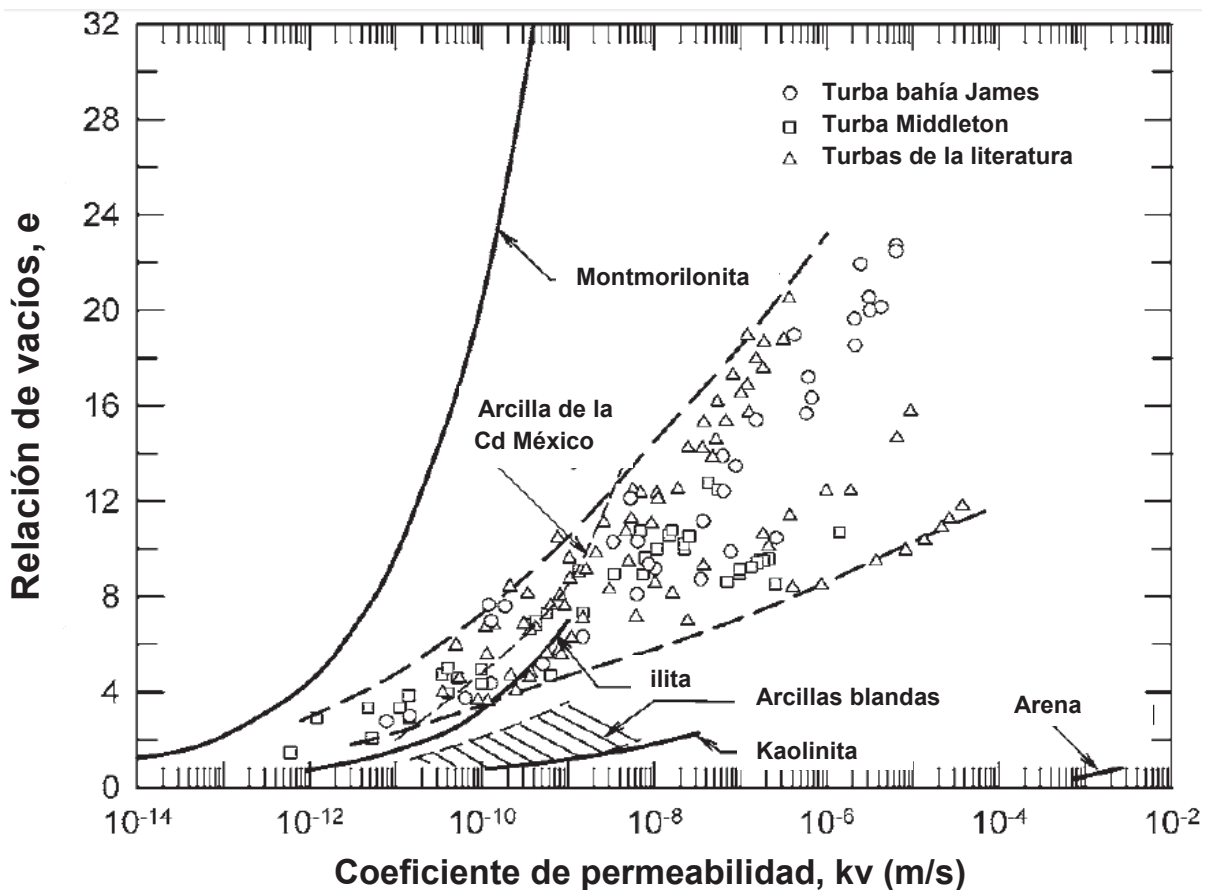


Figura 4.5.- Datos del coeficiente de permeabilidad vertical, k_v , de las turbas fibrosas dentro del marco de referencia con datos de minerales de arcilla, depósitos de arcilla blanda, incluyendo la arcilla de la ciudad de México y una arena limpia. (Mesri y Ajlouni, 2007).

Como se puede observar en la figura 4.5 la montmorilonita es el único material natural que puede existir con relaciones de vacíos superiores a las de la turba fibrosa. Esto es posible, debido a que está formada por partículas muy pequeñas, películas delgadas $1/1,000 \mu\text{m}$ de espesor y $1/10$ a $5/10 \mu\text{m}$ de ancho, con una considerable cantidad de agua adsorbida y una doble capa. Sin embargo, debido a que las partículas son tan pequeñas, producen canales de flujo de tamaño muy pequeño, incluso para tales relaciones de vacíos altas, la permeabilidad de la montmorilonita es inferior a 10^{-9} m/s.

Debido a las altas relaciones de vacío, únicamente las arenas limpias presentan permeabilidades superiores a las de turba fibrosa en su estado natural.

Por lo tanto, la turba fibrosa presenta dos características distintivas en cuanto a su permeabilidad:

1. Presenta una permeabilidad inicial muy alta. En general el promedio de la permeabilidad vertical inicial de la turba fibrosa es 1,000 veces la permeabilidad inicial de los depósitos de arcilla blanda y limo (alrededor de 10^{-9} m/s).
2. Debido a que su deformabilidad es muy grande, su permeabilidad disminuye drásticamente a medida que se deforma bajo el efecto de las cargas.

En la tabla 4.2 se presentan algunos valores del coeficiente de permeabilidad vertical para los suelos de turba obtenidos por diferentes investigadores.

⁷*Middleton* es una ciudad en el Condado de Dane, Wisconsin, Estados Unidos. Es un suburbio al oeste de la capital del estado, Madison.

Bahía James es un gran cuerpo de agua en el extremo sur de la bahía de Hudson en Canadá. Ambos cuerpos de agua se extienden desde el Océano Ártico. La bahía James limita con las provincias de Quebec y Ontario en Canadá.

TABLA 4.2 Valores de contenido de agua natural, ω_0 , y coeficiente de permeabilidad inicial vertical, kv_0 para depósitos de turba (Mesri y otros, 1997).

Tipo de Turba	ω_0 , %	kv_0 , m/s	Referencia
Turba fibrosa	850	4×10^{-6}	Hanrahan (1954)
Turba	520		Lewis (1956)
Turba amorfa y fibrosa	500 - 1500	$10^{-7} - 10^{-6}$	Lea y Brawner (1963)
Muskeg Canadiense	200 - 600	10^{-5}	Adams (1965)
Turba Amora y fibrosa	705		Keene y Zawodniak (1968)
Turba	400 - 750	10^{-5}	Weber (1969)
Turba fibrosa	605 - 1290	10^{-6}	Samson y LaRochell (1972)
Turba fibrosa	613 - 886	$10^{-6} - 10^{-5}$	Berry y Vickers (1975)
Turba amorfa y fibrosa	600	10^{-6}	Dhowian y Edil (1980)
Turba fibrosa	600 - 1590	$5 \times 10^{-7} - 5 \times 10^{-5}$	Lefebvre y otros (1984)
Turba Holandesa	370		Den Haan (1994)
Turba fibrosa	610 - 850	$6 \times 10^{-8} - 10^{-7}$	Mesri y otros (1997)

A pesar de los resultados observados en las pruebas de laboratorio, en que la compresión terciaria influye en el comportamiento a largo plazo de la deformación de la turba fibrosa, Weber (1969), Samson y La Rochelle (1972) y Hartlen y Wolski (1996) mencionan que no existe evidencia en campo de la presencia de la etapa de compresión terciaria, por lo tanto, **“se considera como un efecto de laboratorio producto de la biodegradación de la materia orgánica de la turba fibrosa”**.

La hipótesis anterior será verificada cuando se analice el comportamiento deformable de la turba fibrosa en el campo bajo la carga de los terraplenes.

4.4. Biodegradación de la turba fibrosa en el laboratorio.

En el laboratorio de mecánica de suelos aumenta la degradación anatómica y química de los restos de las plantas, presentes en las muestras de turba fibrosa, por medio de las actividades aeróbicas, como son: la descomposición microbiana, los hongos y las bacterias.

La preservación de los restos de las plantas en los depósitos de turba se debe principalmente a las condiciones ambientales del sitio. En los depósitos de turba fibrosa anegados (pantanos) la presencia del oxígeno es prácticamente nula, lo cual inhibe el crecimiento de hongos y bacterias, mientras que la descomposición microbiana es inhibida por la alta acidez del agua.

Cuando una muestra de turba fibrosa es extraída, sus condiciones in situ cambian; se expone al oxígeno del ambiente, se sumerge en una agua diferente a la del sitio y es sujeta a temperaturas de laboratorio diferentes a las de su medio ambiente.

Durante las pruebas de consolidación unidimensional, después de un cierto tiempo de iniciada la prueba, se puede observar en el agua una coloración gradual, lo cual es una prueba evidente de la biodegradación que está sufriendo la materia orgánica de la turba fibrosa durante el proceso de deformación.

El proceso de biodegradación durante la prueba altera el comportamiento deformable de la turba fibrosa y por lo tanto, también la forma de la curva obtenida, es decir, este proceso es el causante de que durante la etapa secundaria se presente un incremento en el índice de deformación, al cual se le conoce como etapa de deformación terciaria.

Por lo tanto, se puede establecer que las curvas de las figuras 4.2 y 4.3 estuvieron sometidas a un proceso de biodegradación durante la ejecución de las pruebas de consolidación unidimensional en el laboratorio.

Si en el laboratorio de mecánica de suelos no se cuenta con un control adecuado sobre las condiciones ambientales durante las pruebas de consolidación unidimensional en muestras de turba fibrosa, se tendrá como resultado un incremento significativo en la deformabilidad (compresión terciaria), producto de la biodegradación de su materia orgánica. Por lo cual, las mediciones realizadas durante las diferentes etapas de deformación pueden resultar en interpretaciones engañosas o sobreestimadas.

4.5. Definición de la compresión secundaria.

Como se ha visto a lo largo de este capítulo, la compresión secundaria es sin duda alguna, la componente de deformación más importante para los suelos de turba fibrosa.

Mesri (1973) en su artículo titulado “*Coefficient of Secondary Compression*” menciona textualmente:

La compresión secundaria puede ser definida como la continuación del mecanismo de cambio de volumen iniciado durante la compresión primaria. Este mecanismo incluye la deformación de partículas individuales (por ejemplo la compresión de paquetes en la arcilla o la compresión de fibras orgánicas en la turba fibrosa), más los movimientos relativos de partículas individuales con respecto a la otra (por ejemplo, cambio en el espaciamiento promedio de las partículas debido al esfuerzo normal o debido a desplazamientos cortantes en los contactos de las partículas, causados por los esfuerzos cortantes que exceden a la resistencia cortante del esqueleto).

Convencionalmente y de acuerdo a la definición anterior, se supone que la compresión secundaria del suelo inicia después de terminada la compresión primaria.

Robinson (2003) establece que existen tres hipótesis en la literatura de mecánica de suelo con respecto al inicio de la compresión secundaria del suelo:

- 1.- *La compresión primaria se produce primero, seguida por la compresión secundaria, (Mesri, 1973).*
- 2.- *La compresión secundaria empieza incluso después de que ha tenido lugar cierta compresión primaria.*
- 3.- *La aparición de la compresión secundaria es simultánea con la primaria.*

El parámetro utilizado para medir la magnitud de la compresión secundaria es el “**coeficiente de compresión secundaria ($C\alpha$)**”. El cual se define de la siguiente manera:

$$C\alpha = \frac{\alpha}{1 + e_p} \quad (4.1)$$

$$\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_2 / t_1)} \quad (4.2)$$

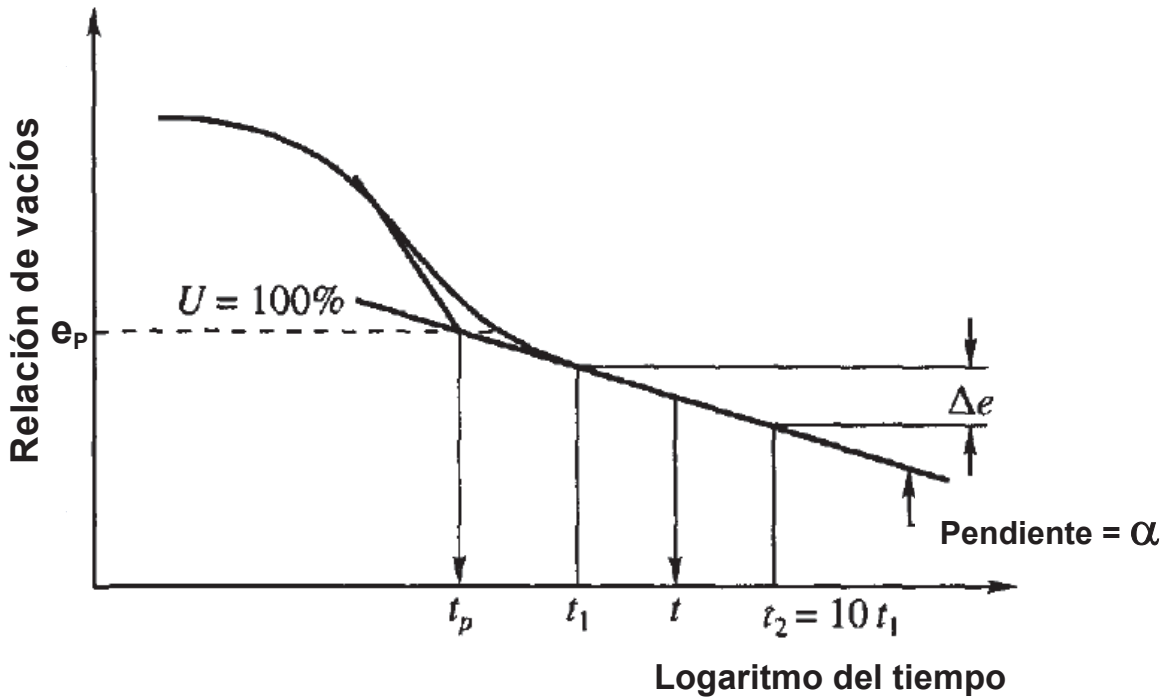


Figura 4.6.- Curva típica $e - \log t$ que representa la compresión secundaria (Peck y otros 1976).

donde:

α = Pendiente de la porción recta de la curva $e - \log t$ y es conocida como “**índice de compresión secundaria**”.

e_p = Relación de vacíos correspondiente al 100% del grado de consolidación (fin de la etapa primaria).

En la figura 4.7 se presenta el coeficiente de compresión secundaria vs el contenido natural de agua para diferentes depósitos naturales de suelos.

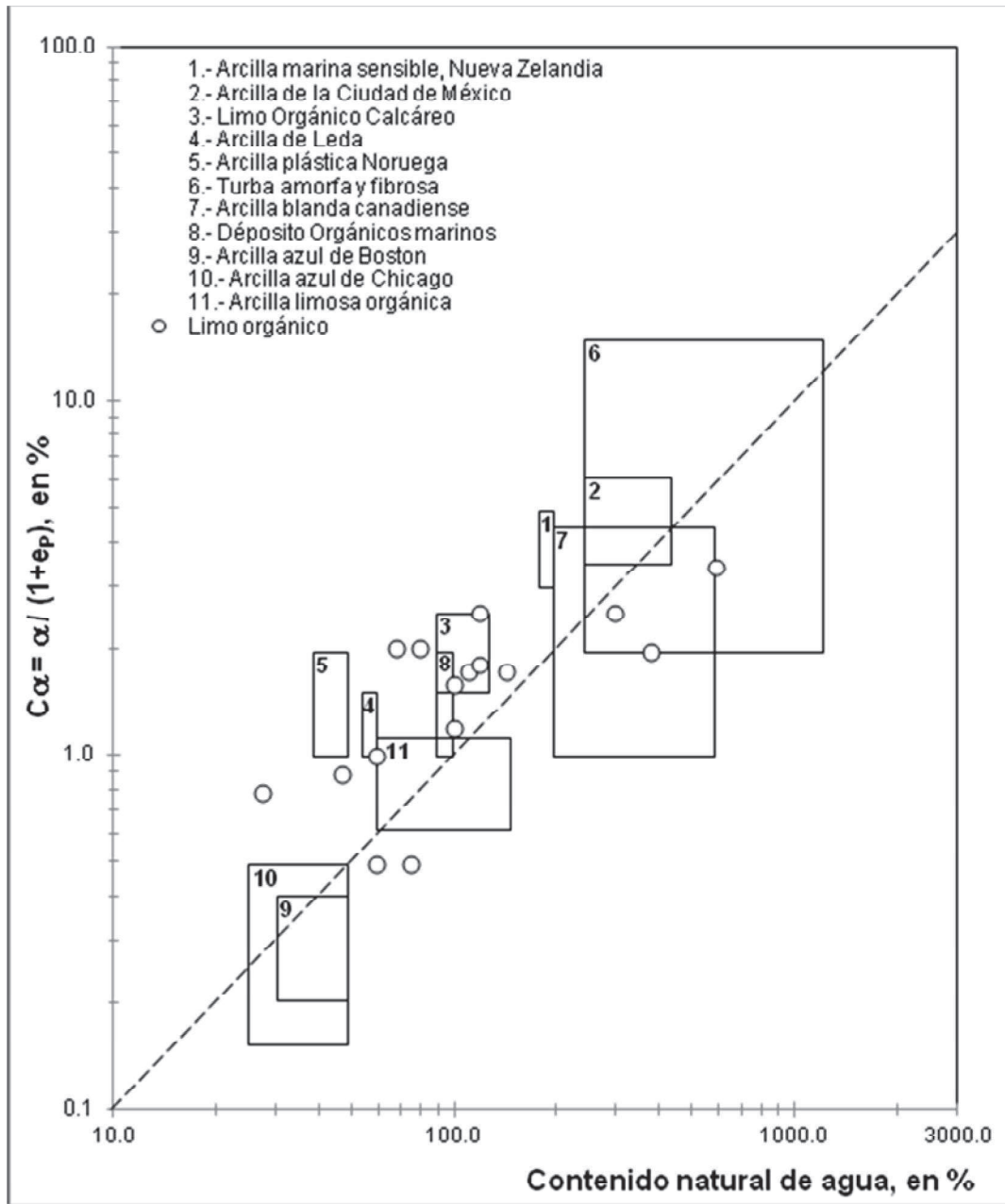


Figura 4.7.- Relación entre el coeficiente de compresión secundaria y el contenido natural de agua de diferentes depósitos naturales de suelos (Mesri, 1973).

En los suelos en que el $C\alpha$ es menor de 0.1% los efectos secundarios no tienen ninguna consecuencia práctica y únicamente en suelos como las turbas amorfa y fibrosa este valor puede exceder del 10%.

La tabla 4.3 presenta una clasificación de los suelos en base a su compresibilidad secundaria.

TABLA 4.3 Clasificación de los suelos en base a la compresibilidad secundaria (Mesri, 1973).

Coefficiente de compresión secundaria (Cα) en porcentaje	Compresibilidad secundaria
< 0.20	Muy baja
0.40	Baja
0.80	Media
1.60	Alta
3.20	Muy alta
> 6.40	Extremadamente alta

En base a los límites que presenta la figura 4.7 con respecto al C α se puede observar que la arcilla de la ciudad de México se clasifica como un suelo de ***muy alta compresibilidad secundaria***, mientras que las turbas amorfa y fibrosa se clasifican como suelos que varía de **alta a extremadamente alta compresibilidad secundaria**.

4.6. Análisis de las curvas deformación vs log del tiempo.

El análisis sobre el inicio de la compresión secundaria del suelo depende del tipo de curva deformación vs logaritmo del tiempo que se obtenga de la prueba de consolidación unidimensional.

En general, las curvas deformación vs logaritmo de tiempo, obtenidas en el laboratorio se pueden dividir en tres etapas: *deformación inicial o instantánea*, *consolidación o compresión primaria* y *compresión secundaria*. La deformación inicial se debe a la compresión elástica y se produce de forma instantánea después de la aplicación del esfuerzo; la compresión primaria se debe a la disipación del exceso de la presión de poro; mientras que la compresión secundaria se lleva a cabo bajo un esfuerzo efectivo constante, después o durante la disipación del exceso de la presión de poro.

La figura 4.8 muestra los tres tipos de curvas deformación vs logaritmo del tiempo derivadas de las pruebas de consolidación unidimensional realizadas en diferentes tipos de suelos (orgánicos e inorgánicos) por Leonards y Girault en el año de 1961.

La curva *tipo I* es definida por la teoría de Terzaghi (1925) como la curva de forma típica de “S” y es la que presentan los suelos inorgánicos. Para este tipo de curva la separación de la compresión primaria y la secundaria es relativamente fácil, debido a que la compresión secundaria se produce a una velocidad más lenta después de la disipación del exceso de la presión de poro. La estimación del inicio de la compresión secundaria y del coeficiente de compresión secundaria ($C\alpha$) para la curva *tipo I*, se realiza en base al método convencional de Casagrande.

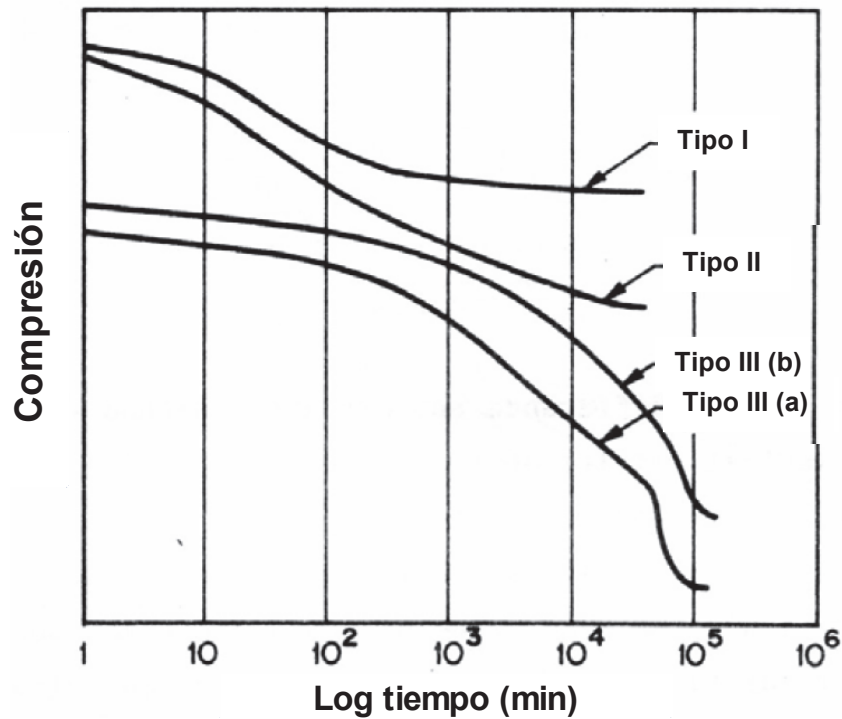


Figura 4.8.- Tipos de curva compresión vs log del tiempo derivadas de las pruebas de consolidación unidimensional (Leonards y Girault, 1961).

Las investigaciones muestran que las curvas deformación vs logaritmo del tiempo derivadas de las pruebas de consolidación unidimensional en los suelos de turba fibrosa no presentan la forma típica de “S” o curva *tipo I*. En realidad se parecen a la curva *tipo II*, (para el caso de bajos niveles de esfuerzo aplicado), en que la compresión primaria es muy rápida y la compresión secundaria varía linealmente con el logaritmo del tiempo para un número de ciclos adicionales hasta un tiempo t_s , después del cual el índice de compresión incrementa sustancialmente dando lugar a la compresión terciaria. Por lo tanto la cuantificación de la compresión secundaria para la curva *tipo II* basada en el método convencional de Casagrande, frecuentemente subestima el asentamiento. Dhowian y Edil (1980) extendieron el método de Casagrande para incluir la no linealidad de la compresión secundaria de la turba fibrosa, mediante la determinación de un coeficiente de compresión secundaria ($C\alpha_1$) y un coeficiente de compresión terciaria ($C\alpha_2$).

Es evidente que el método convencional de Casagrande supone que la compresión secundaria se inicia cuando se completa la disipación del exceso de la presión de poro, y esto puede evaluarse gráficamente (de manera aproximada) a partir del punto de inflexión presente en la curva deformación vs logaritmo del tiempo. El método no puede evaluar el inicio de la compresión secundaria en los suelos de turba fibrosa que presentan la forma de la curva *tipo III*, (para altos niveles de esfuerzo aplicado), ya que la curva no presenta un punto de inflexión.

Robinson (2003) sugiere un método para separar las compresiones primaria y secundaria que ocurren durante el proceso de deformación, para el caso particular de la curva *tipo III*. El método fue desarrollado en base a las curvas deformación vs logaritmo del tiempo y presión de poro vs logaritmo del tiempo.

A continuación se presentan los métodos para evaluar el inicio de la compresión secundaria del suelo a partir del tipo de curva deformación vs logaritmo del tiempo, obtenida de las pruebas de consolidación unidimensional.

1.- Método de Casagrande (método convencional)

En la práctica convencional de la ingeniería geotécnica, se asume que la teoría de Terzaghi (1925) es válida para la fase de la compresión primaria. Cualquier desviación de la teoría en las últimas etapas de la compresión primaria se atribuye a los efectos de la compresión secundaria (Robinson, 2003). Convencionalmente, la compresión secundaria del suelo se asume que varía linealmente con el logaritmo del tiempo y está caracterizada por un parámetro de compresión conocido como *coeficiente de compresión secundaria* ($C\alpha$), el cual se determina de acuerdo con las expresiones 4.1 y 4.2.

El método de Casagrande resulta satisfactorio para determinar el inicio de la compresión secundaria y el *coeficiente de compresión secundaria* ($C\alpha$) para la curva *tipo I*, pero no para las curvas *tipo II* y *III*.

En el anexo B se presentan los pasos para determinar los coeficientes de consolidación (C_v) y de compresión secundaria (C_α) para la curva *tipo I*, de acuerdo con este método.

2.- Extensión del método de Casagrande (Dhowian and Edil, 1980)

Para la curva *tipo II*, la variación de la compresión secundaria con el logaritmo del tiempo no es lineal, y por lo tanto, la cuantificación de este parámetro a través del coeficiente de compresión secundaria (C_α) se hace difícil, lo que a menudo conduce a una subestimación del asentamiento. Dhowian y Edil (1980) observaron la presencia de la compresión terciaria, en adición de la compresión secundaria como parte de la deformación a largo plazo del suelo de turba fibrosa bajo la aplicación de pequeños esfuerzos en el laboratorio. Para la curva *tipo II*, la compresión secundaria se caracteriza por la disminución del índice de deformación después del final de la compresión primaria y el parámetro de compresión correspondiente se representa por el *coeficiente de compresión secundaria* (C_α) mientras que, la compresión terciaria se caracteriza por un incremento en el índice de deformación después del final de la compresión secundaria. El parámetro de compresión terciaria es representado por el *coeficiente de compresión terciaria* (C_{α_2}) definido de la siguiente manera:

$$C_{\alpha_2} = \frac{\alpha_2}{1 + e_0} \quad (4.3)$$

$$\alpha_2 = \frac{\Delta e}{\log(t_4 / t_3)} \quad (4.4)$$

donde:

α_2 = Pendiente de la recta (después de la compresión secundaria) de la curva $e - \log t$ y es conocida como “**índice de compresión terciaria**”.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

t_3 y t_4 = Tiempos mayores a t_s .

t_s = Tiempo en el que finaliza la etapa de compresión secundaria.

En el anexo B se presentan los pasos para determinar el coeficiente de compresión terciaria ($C\alpha_2$) para la curva *tipo II*, en base a este método.

3.- Método de Robinson (2003)

Sobre la base de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925), Robinson (2003) encontró una relación entre el grado medio de consolidación de la curva teórica factor tiempo (U_{med}) vs deformación y la curva teórica factor tiempo vs disipación de la presión de poro medida en el centro de la base (U_b). La variación de U_{med} vs U_b se muestra en la figura 4.9. La gráfica muestra que la variación de U_{med} vs U_b es lineal para $U_b > 22\%$. Como la deformación y U_{med} están directamente relacionados, un gráfico de deformación vs grado de consolidación de la curva de disipación de la presión de poro (U_b), se puede esperar que sea lineal para $U_b > 22\%$. Por lo tanto, si la deformación se debe únicamente a la disipación del exceso de presión de poro sin ningún efecto de compresión secundario, una relación lineal entre la deformación y U_b se puede esperar (para $U_b > 22\%$). Este aspecto es utilizado por Robinson (2003) para identificar el inicio de la compresión secundaria en las curvas tipo III.

Por lo tanto Robinson (2003) encontró que *“el punto donde el gráfico deformación vs grado de consolidación se desvía de la linealidad en las últimas etapas de deformación se considera como el inicio de la compresión secundaria”*.

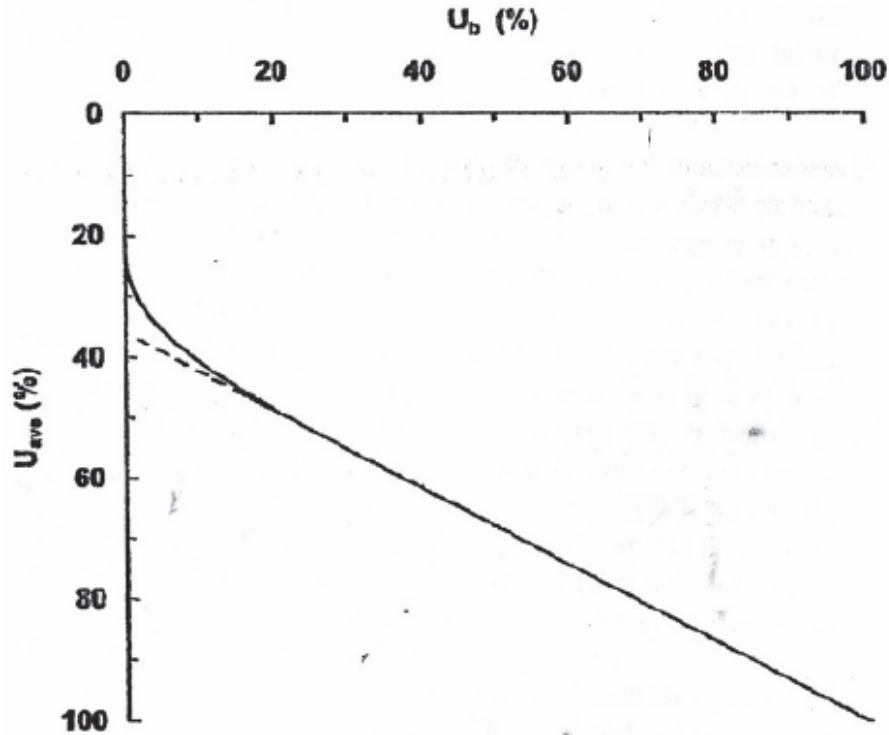


Figura 4.9.- Relación entre el grado de consolidación de la curva teórica tiempo-disipación de la presión de poro, U_b y el grado promedio de consolidación, U_{ave} de la curva teórica factor tiempo-compresión (Robinson, 2003).

Guiado por el hallazgo teórico, Robinson (2003) llevó a cabo experimentos utilizando la celda de consolidación hidráulica Rowe (75 mm de diámetro y 20 mm de altura) en muestras de turba fibrosa. Durante la ejecución de las pruebas sólo una vía de drenaje vertical en la parte superior se permitió. Además la piedra porosa inferior estaba conectada a un transductor de presión para medir el exceso de la presión de poro durante la deformación.

Los datos de la disipación del exceso de la presión de poro se registraron durante las pruebas de consolidación unidimensional y junto con los datos de la deformación, se utilizaron para identificar el inicio de la compresión secundaria del suelo. Los datos mencionados se presentan en las curvas de las figuras 4.10a y 4.10b.

Se puede observar, que en ausencia del punto de inflexión en algunas curvas de la figura 4.10a (curvas *tipo III*), el final de la compresión primaria no se puede determinar gráficamente, por lo cual, es necesario determinarlo en función de su correspondiente disipación del exceso de la presión de poro.

Como se puede apreciar la ausencia del punto de inflexión hace inadecuado el uso del método convencional de Casagrande para determinar el final de la compresión primaria de las curvas de la figura 4.10a. Basado en su experimento, Robinson (2003), presenta los datos de las figuras 4.10a y 4.10b en función del grado de consolidación obtenido a partir de la disipación del exceso de presión de poro en el centro de la base de la muestra vs la deformación total del suelo, (ver figura 4.11).

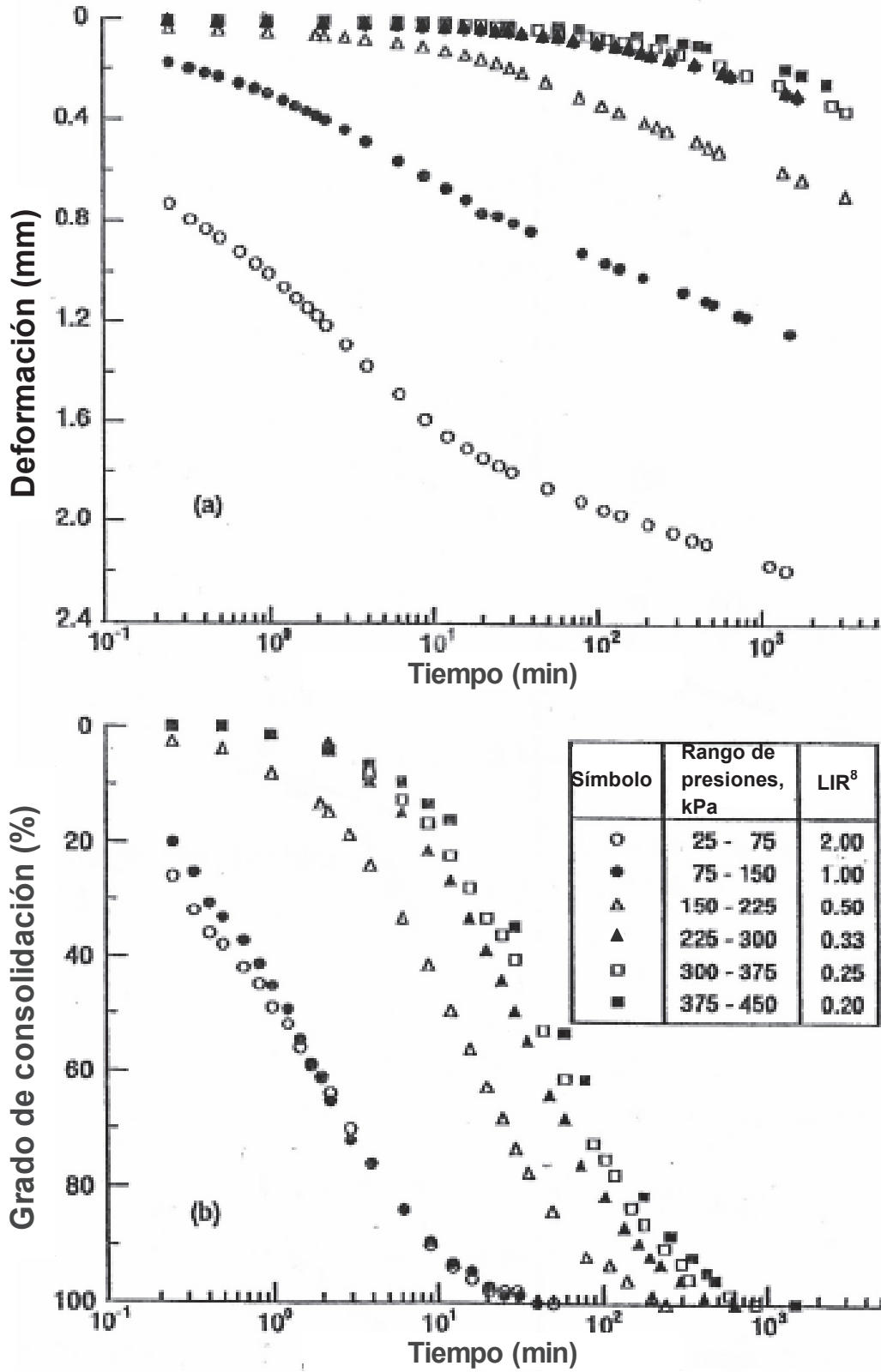


Figura 4.10. - (a) Curvas tiempo-compresión, y (b) curvas tiempo-grado de consolidación de la medición de la disipación de la presión de poro para suelo de turba fibrosa, (Robinson, 2003).

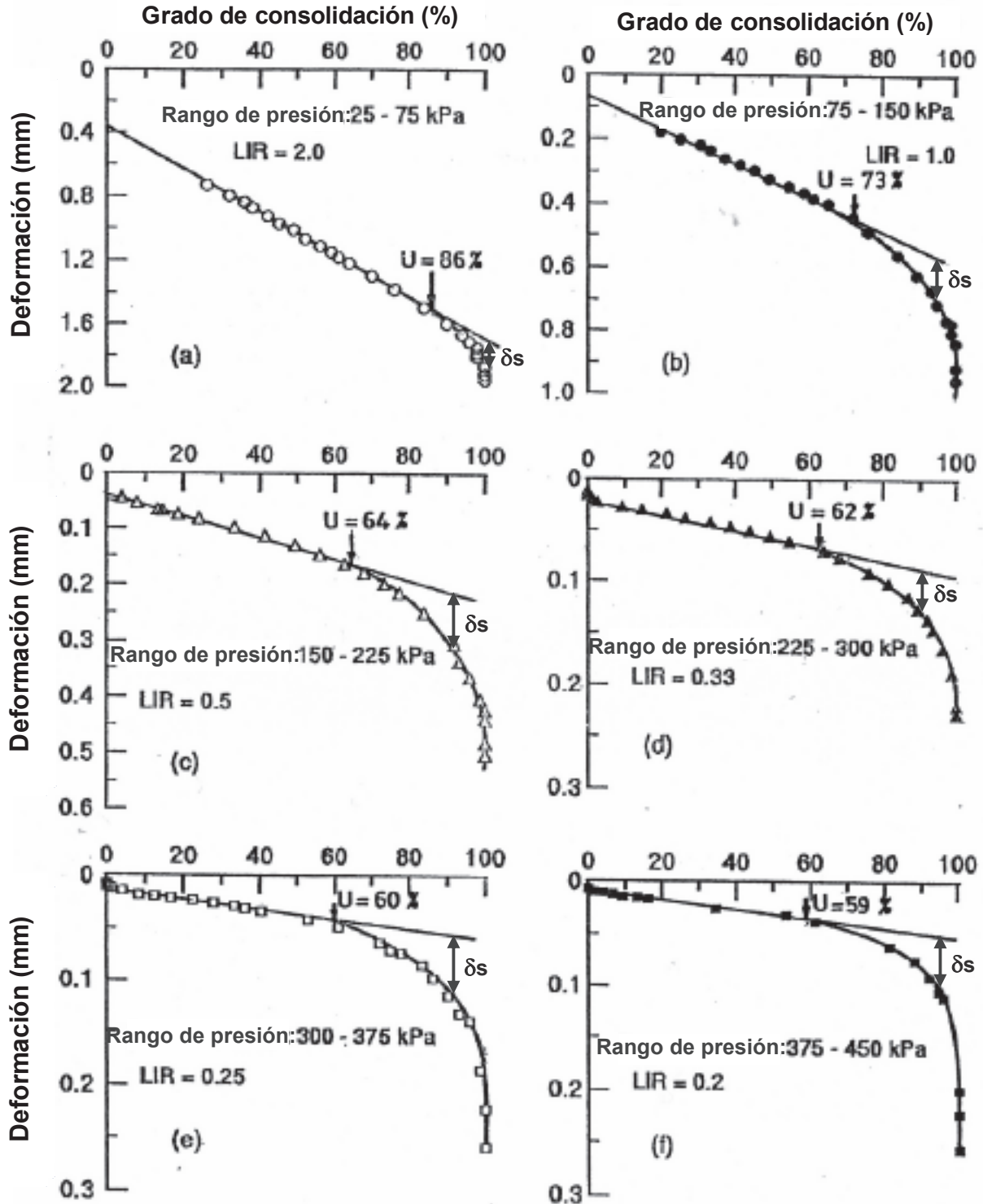


Figura 4.11.- (a)-(f) Curvas grado de consolidación de la disipación de la presión de poro (U) vs compresión para la turba fibrosa con diferentes LIR⁸, (Robinson, 2003).

En las curvas de la figura 4.11 Robinson (2003) observó las siguientes características importantes:

- 1) Para relaciones de incremento de carga (LIR⁸) mayores, las gráficas son lineales en un amplio rango del grado de consolidación.
- 2) El punto donde la gráfica se desvía de la linealidad se identifica como el inicio de la compresión secundaria.
- 3) La deformación por debajo de la línea extrapolada es la compresión secundaria (δ_s). La compresión correspondiente al punto donde la línea recta cumple con el 100% del eje del grado de consolidación es la deformación debida únicamente a la compresión primaria.

Mediante el procedimiento propuesto por Robinson (2003), es posible separar la compresión primaria y secundaria de las curvas *tipo III* obtenidas de las pruebas de laboratorio de consolidación unidimensional en muestras de turba fibrosa.

La curva *tipo III* obtenida para la turba fibrosa cuya relación de incremento de carga (LIR⁸) es de 0.33 se muestra en la figura 4.12a. La compresión secundaria inicia cuando se tiene un grado de consolidación del 62% como se observa en la figura 4.11d. El final de la compresión primaria no puede ser determinado utilizando el método convencional de Casagrande, ya que el punto de inflexión está ausente. Utilizando el método de Robinson (2003) es posible separar la compresión primaria y secundaria.

La figura 4.12a muestra la deformación total, mientras que la figura 4.12b muestra la compresión primaria después de removida la compresión secundaria. Una clara curva en forma de "S" o *tipo I* se obtiene, que es la forma esperada si únicamente la compresión primaria estuviera presente, ver figura 4.12b.

⁸Se denomina relación de incremento de carga o esfuerzo LIR (por sus siglas en inglés Load Increment Ratio), a la relación que existe entre el incremento de esfuerzo actual ($\Delta\sigma$) y el esfuerzo anterior (σ), $LIR = \Delta\sigma / \sigma$.

Por lo tanto, en lugar de utilizar la curva de consolidación derivada directamente de los resultados de la prueba, para la evaluación del coeficiente de consolidación (C_v), se empleará la nueva curva (figura 4.12b) obtenida después de remover la compresión secundaria con el método propuesto por Robinson (2003).

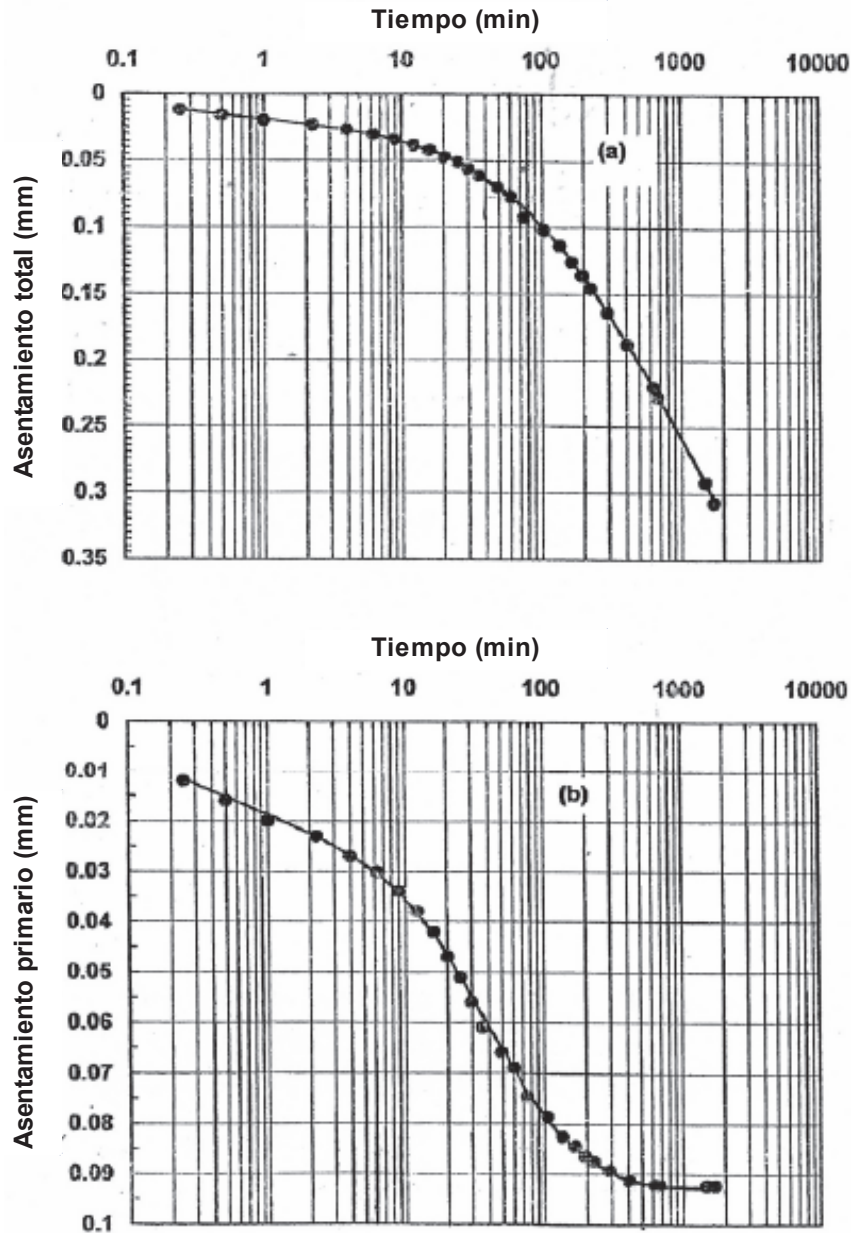


Figura 4.12.- (a) Curvas tiempo-asetamiento total para la turba fibrosa bajo una relación de incremento de carga (LIR) de 0.33 y (b) curva tiempo-asetamiento después de removida la compresión secundaria (Robinson, 2003).

El coeficiente de compresión secundaria ($C\alpha$) se determina mediante la construcción de un gráfico, en el cual se colocan los puntos correspondientes a la compresión secundaria (δ_s), los cuales se obtienen al restar la compresión primaria de la deformación total, con su correspondiente tiempo, en escala logarítmica.

En el anexo B de este trabajo de investigación se presentan los pasos para separar la compresión primaria y secundaria de la curva *tipo III*, así como el proceso para la determinación del coeficiente de compresión secundaria ($C\alpha$), en base al método de Robinson (2003). Mientras que en el anexo C se presenta la aplicación de este método, para el análisis de las curvas de las figuras 4.2 y 4.3.

4.7. Deformabilidad de los depósitos naturales de turba.

Las propiedades índice y particularmente la estructura de un depósito de turba pueden hacer la estimación del asentamiento muy difícil principalmente a causa de su variabilidad, (Gautschi, 1965). Por ejemplo, la deformabilidad de estos depósitos disminuye al incrementar el grado de descomposición de la materia orgánica, tanto horizontal como verticalmente, (Karesniemi, 1972). Por lo tanto debido a esta gran y errática variabilidad algunos ingenieros prefieren predecir un valor mayor de deformabilidad que la calculada.

En muchos lugares donde se tiene la presencia de depósitos de turba, los suelos subyacentes pueden llegar a ser más peligrosos desde la perspectiva de estabilidad y asentamiento que los propios depósitos de turba. Esto se debe a que rara vez el estrato de turba es el único suelo deformable del sitio. Generalmente se tienen estratos blandos de arcilla orgánica, en los que el agua no drena tan rápido como en los suelos de turba, lo que genera el desarrollo de altas presiones de poro, resultando en una pérdida de estabilidad. Si estos estratos blandos tienen un espesor significativamente mayor que el estrato de turba, pueden contribuir con la mayor porción del asentamiento total, por lo tanto, estos estratos deben ser considerados en el análisis de los asentamientos.

En general, los pantanos constan de estratos de turba, de arcilla orgánica y de suelos blandos normalmente consolidados con diferentes características de deformabilidad. En consecuencia, la correcta estimación del asentamiento total implica considerar la deformación simultánea de todos los estratos deformables presentes en el sitio de estudio.

En los depósitos naturales de turba fibrosa la deformación volumétrica (compresión primaria y secundaria), corresponde a la componente más importante del asentamiento total, sin embargo la deformación cortante (desplazamiento lateral) debe también tomarse en cuenta para la estimación del asentamiento total.

El asentamiento debido a la deformación cortante se define como una gradual expulsión lateral del suelo por debajo del área cargada.

Las deformaciones cortantes son difíciles de predecir, debido a que no pueden ser modeladas en pruebas controladas en el laboratorio. Sin embargo algunos investigadores que han estudiado el comportamiento en campo de la turba fibrosa han encontrado que los asentamientos resultantes de estas deformaciones son relativamente grandes.

Helenelund (1975) encontró en observaciones hechas del asentamiento por cambio de volumen y de los desplazamientos laterales, durante y después de la construcción de un terraplén de prueba sobre un estrato de turba fibrosa, que una considerable porción del rápido asentamiento durante el periodo de construcción es atribuible a los desplazamientos laterales. La figura 4.13 muestra que las deformaciones cortantes fueron muy grandes inicialmente (aproximadamente el 80% del asentamiento total se debió a los desplazamientos laterales) y como resultado del proceso de deformación, estos desplazamientos disminuyeron con el tiempo hasta aproximadamente el 25%.

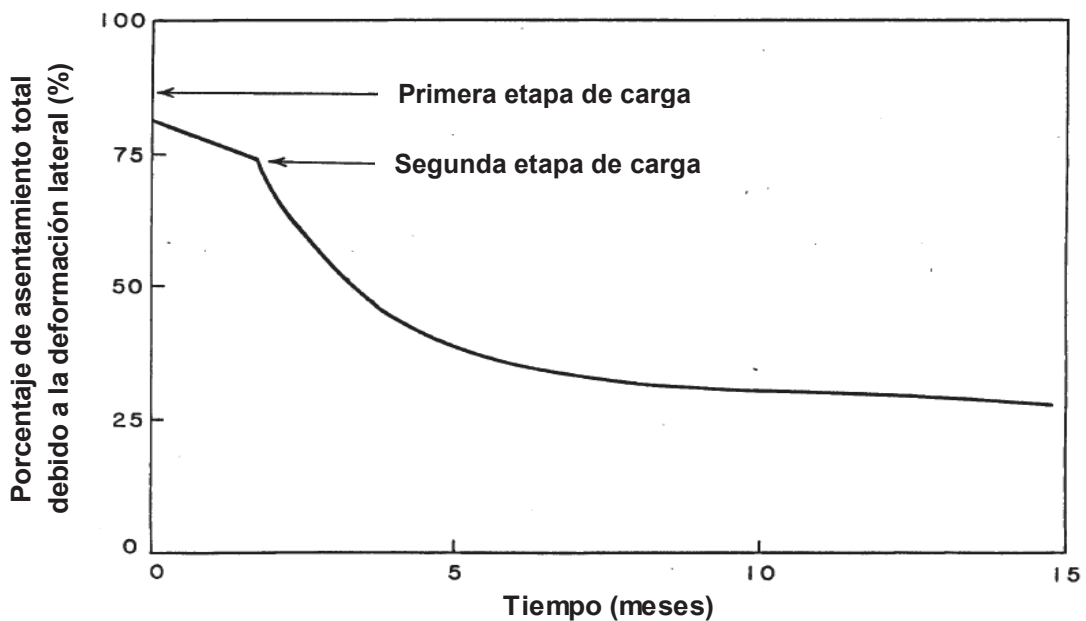


Figura 4.13.- Resultados del asentamiento observado en un terraplén de prueba sobre un estrato de turba fibrosa (Helenelund, 1975).

Landva y Peck (1980) también estudiaron el asentamiento bajo un terraplén de prueba y concluyeron que 30% del asentamiento total era resultante de las deformaciones cortantes.

A continuación se presentan los resultados de campo obtenidos del comportamiento de la turba fibrosa bajo la acción de las cargas producidas por terraplenes en dos casos reales estudiados.

1. Primer caso.

El primer caso fue presentado por Weber (1969) en su artículo titulado “*Performance of Embankments Constructed Over Peat*”, en el cual se describe la construcción de los terraplenes de tres proyectos carreteros a través de un depósito de turba, el cual se encuentra en la zona del delta en la región donde los ríos de Sacramento y San Joaquín se unen y entran a la bahía de San Francisco⁹.

A continuación se describen los diferentes tipos de suelos presentes en el área del delta donde se construyeron los terraplenes.

1.- El estrato superficial corresponde a un depósito de *turba o turba arcillosa*, cuyo espesor varía de 0 a 9 m. La turba está parcialmente descompuesta y posee un alto contenido de fibra por lo cual se clasifica como una *turba fibrosa*, contiene cantidades variables de arcilla limosa plástica, su contenido de agua varía de 100% a 1000% y su peso volumétrico se encuentra entre 0.8 kN/m³ a 9.4 kN/m³. Este estrato posee una baja resistencia al corte, alta permeabilidad y alta deformabilidad.

2.- El suelo de turba se apoya en un estrato de *arcilla limosa plástica o arcilla limosa turbosa*, cuyo espesor varía de 1.5 a 7.5 m. Su contenido de agua está comprendido entre 80% a 200%, posee una baja resistencia al corte de 5 kPa a 24 kPa y es medianamente deformable.

3.- El estrato más profundo es una *arena o arena arcillosa*, que posee una resistencia adecuada para soportar las cargas impuestas y es relativamente indeformable. Este estrato se toma como nivel de referencia para el estudio de la deformabilidad de los otros dos estratos.

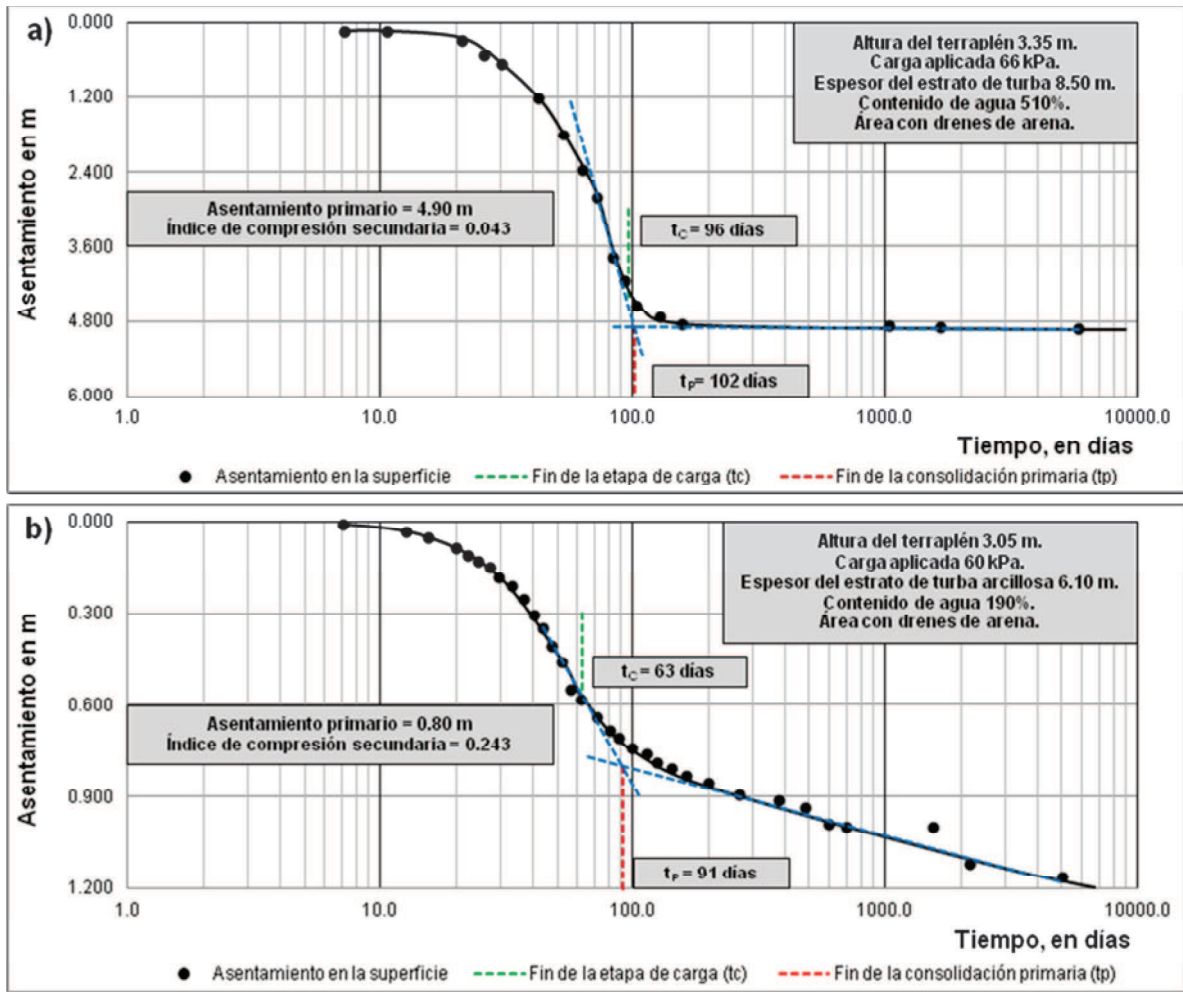
El nivel de aguas freáticas varía de 0 a 0.6 m por debajo de la superficie del terreno.

⁹ La bahía de San Francisco se encuentra situada al oeste de los Estados Unidos de América, en el estado de California.

1) Deformabilidad en campo.

Las curvas de campo, asentamiento vs logaritmo del tiempo, obtenidas durante y después de la colocación de los terraplenes carreteros de los tres proyectos se presentan en las figuras 4.14 a 4.16.

Nota: el peso volumétrico del material de relleno utilizado para los terraplenes fue de 19.71 kN/m^3 .



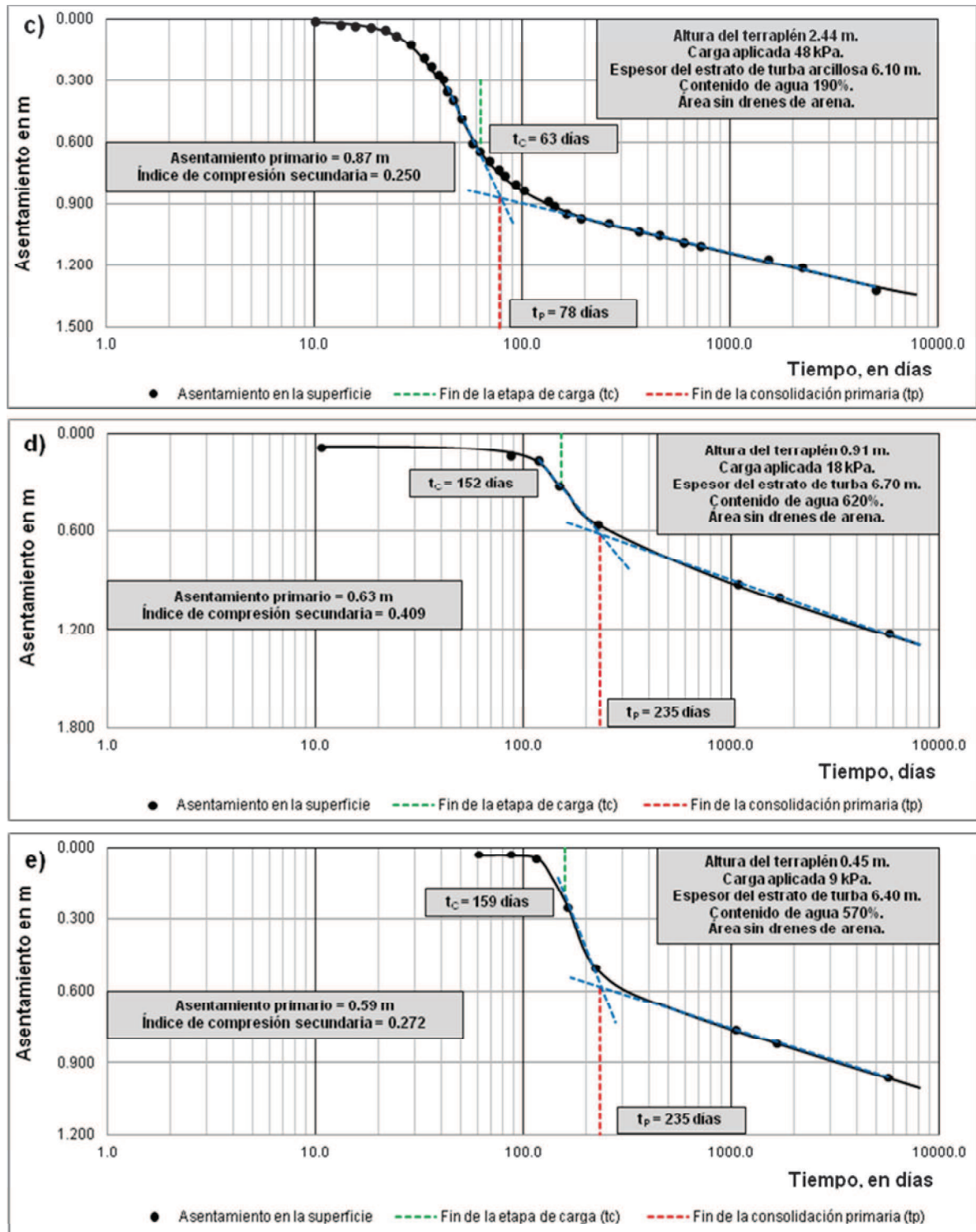
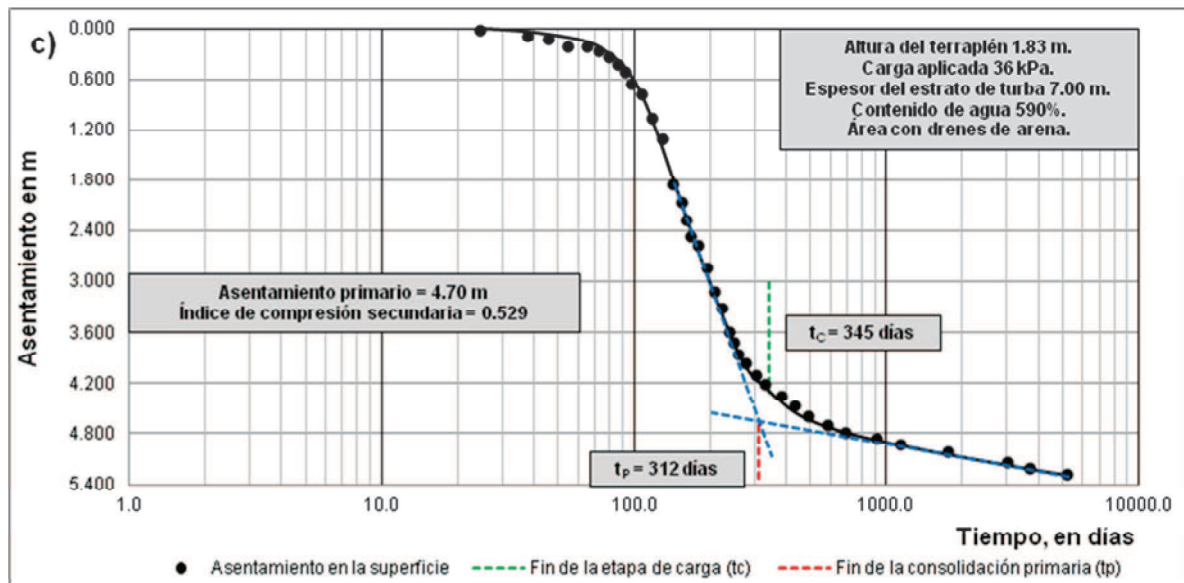
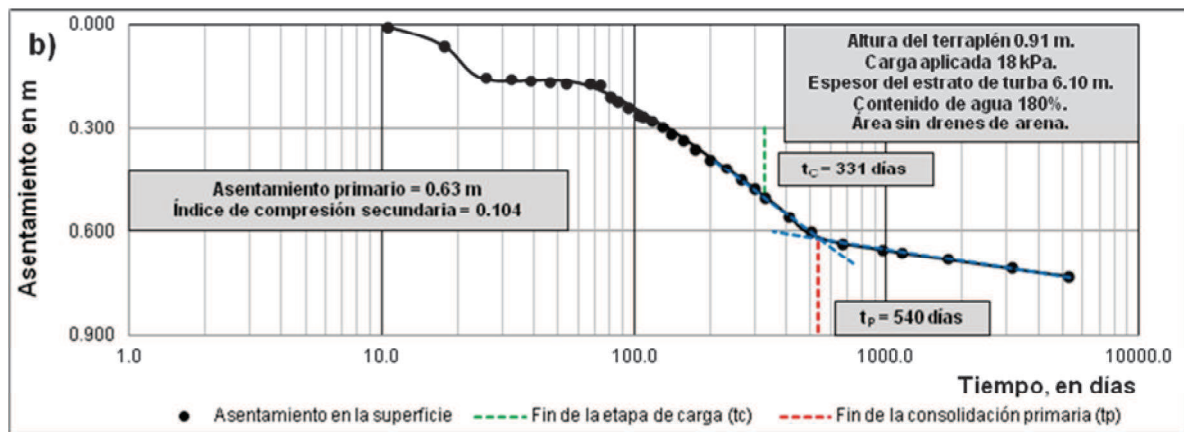
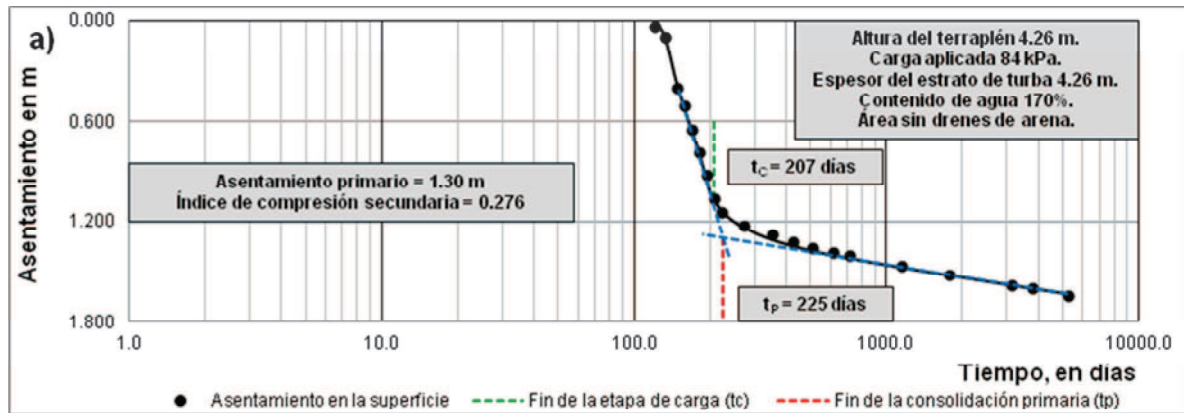


Figura 4.14.- (a)-(e) Datos del asentamiento en campo del proyecto 1 (Weber, 1969).



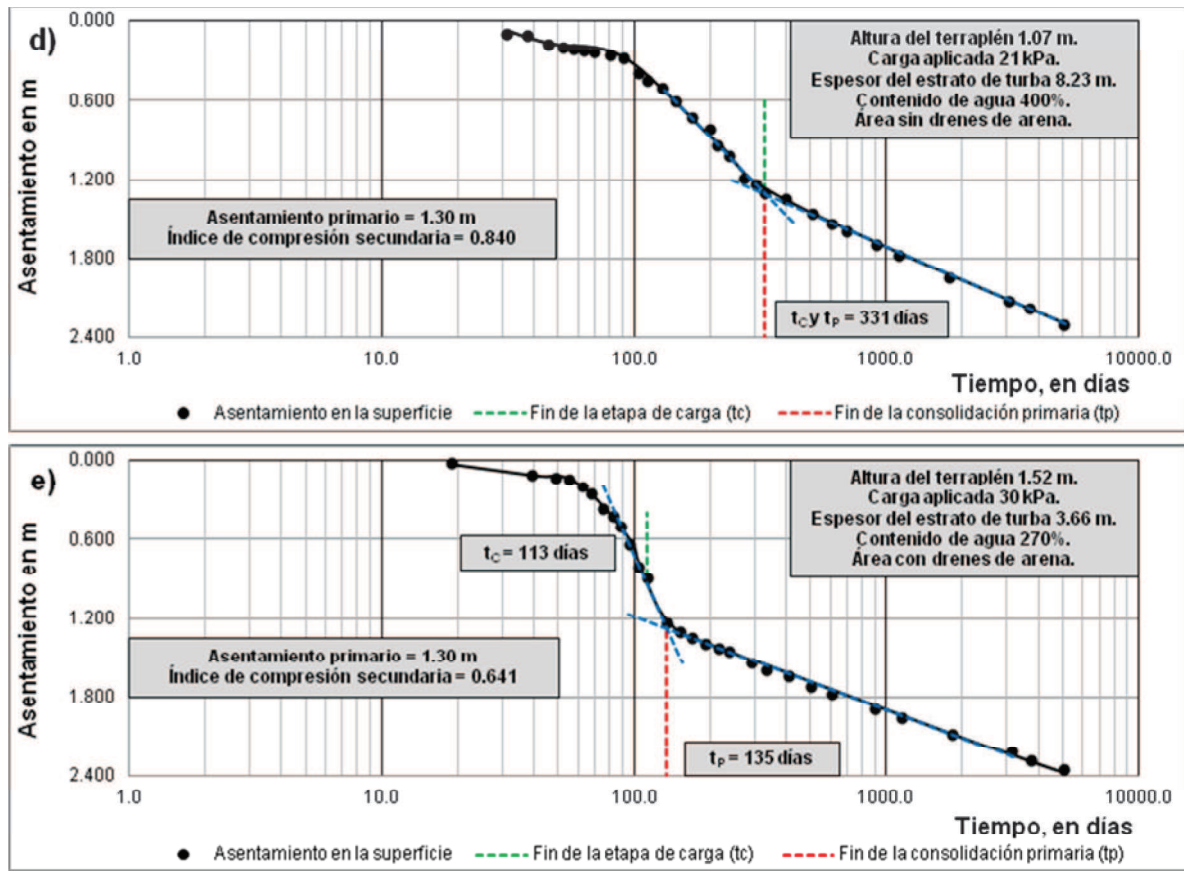


Figura 4.15.- (a)-(e) Datos del asentamiento en campo del proyecto 2 (Weber, 1969).

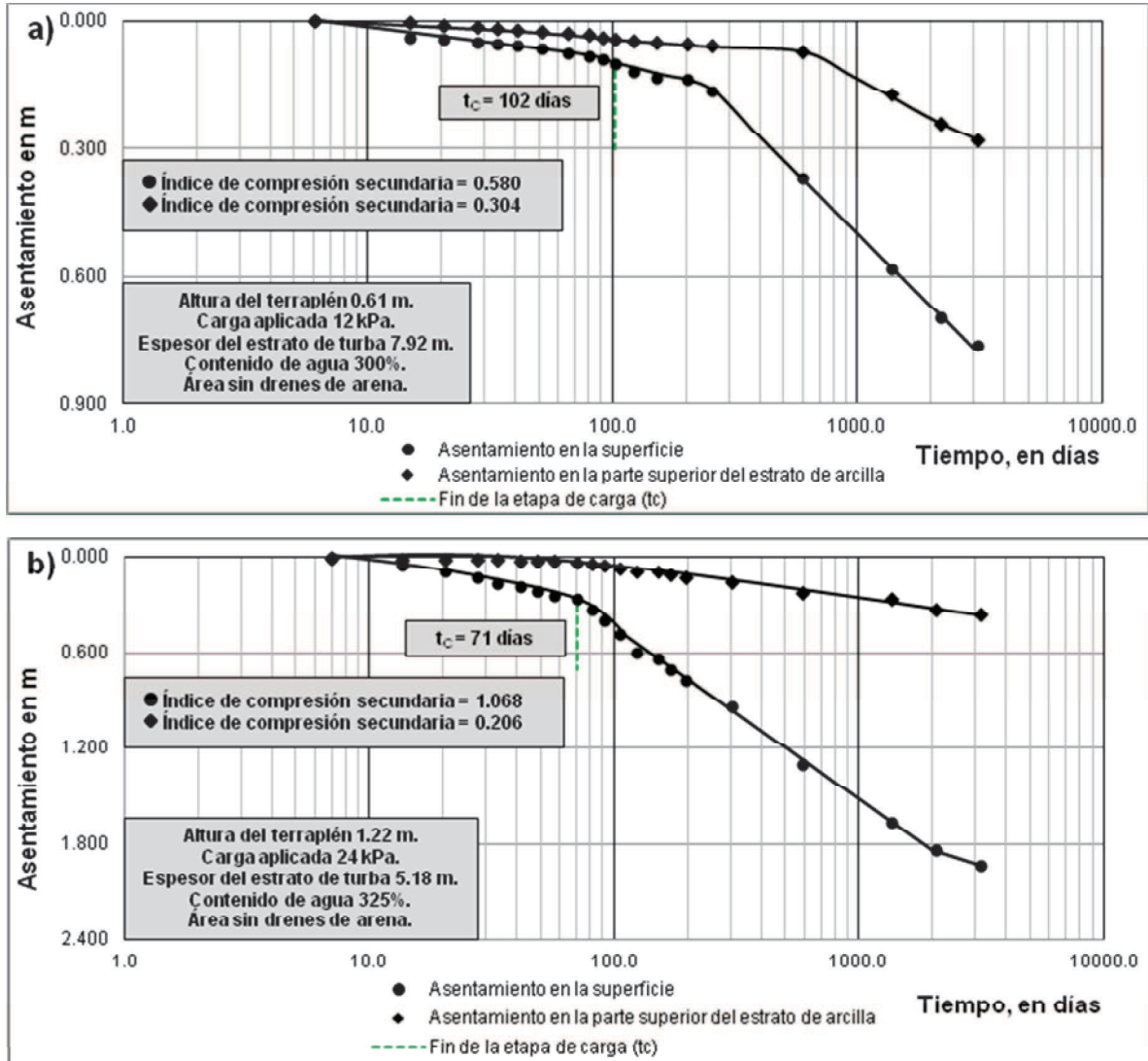


Figura 4.16.- (a)-(b) Datos del asentamiento en campo del proyecto 3 (Weber, 1969).

Es importante tener en cuenta que el asentamiento graficado en todas las curvas de las figuras 4.14 y 4.15 corresponde al obtenido por mediciones realizadas en la superficie del terreno. Este asentamiento representa la suma de los asentamientos debido a los estratos de turba fibrosa y de arcilla.

En las curvas de las figuras 4.14 a 4.16 se pueden observar las siguientes características:

- 1) La deformación instantánea está ausente en todas las curvas, debido a que los estratos compresibles (turba fibrosa y arcilla) están por

debajo del nivel de aguas freáticas, lo cual indica que están completamente saturados. Además, en el caso particular del estrato de turba fibrosa la materia orgánica experimenta un proceso de descomposición anaeróbico (muy lento), por lo que prácticamente no se tiene presencia de gas en su estructura interna.

- 2) El asentamiento debido a la compresión primaria se presenta durante la etapa de carga, seguido por un asentamiento mucho más lento, producto de la compresión secundaria. Estos asentamientos son función de factores tales como: *la carga total aplicada; el espesor del estrato de turba; el tipo de suelo de turba; el contenido natural de agua de la turba, el tipo de suelo que subyace al estrato de turba fibrosa y la presencia o no de drenes de arena.*
- 3) *No se presentó la etapa de compresión terciaria en ninguno de los tres proyectos. Con lo cual se confirma que este fenómeno solo se presenta en el laboratorio, debido a la biodegradación que sufre la materia orgánica de la turba fibrosa.*

De manera particular para las curvas de la figura 4.16 se pueden observar las siguientes características:

- 1) El estrato de arcilla que subyace a la turba fibrosa presenta una etapa de compresión primaria muy pequeña debido a su baja permeabilidad, mientras que la etapa de compresión secundaria se vuelve importante a medida que transcurre el tiempo, por lo cual, esta etapa corresponde a una porción importante del asentamiento total medido en la superficie del terreno.
- 2) Los índices de compresión secundaria del estrato de arcilla para las curvas a) y b) corresponden aproximadamente al 50% y 20%, respectivamente, del índice de compresión secundaria de las curvas de asentamiento total, obtenidas de las mediciones realizadas en la superficie del terreno.

2) Permeabilidad en campo.

En la figura 4.17 se presentan las permeabilidades obtenidas in situ de los estratos de turba, turba arcillosa y arcilla limosa para los tres proyectos con respecto a la altura del terraplén en el momento en que se determinaron.

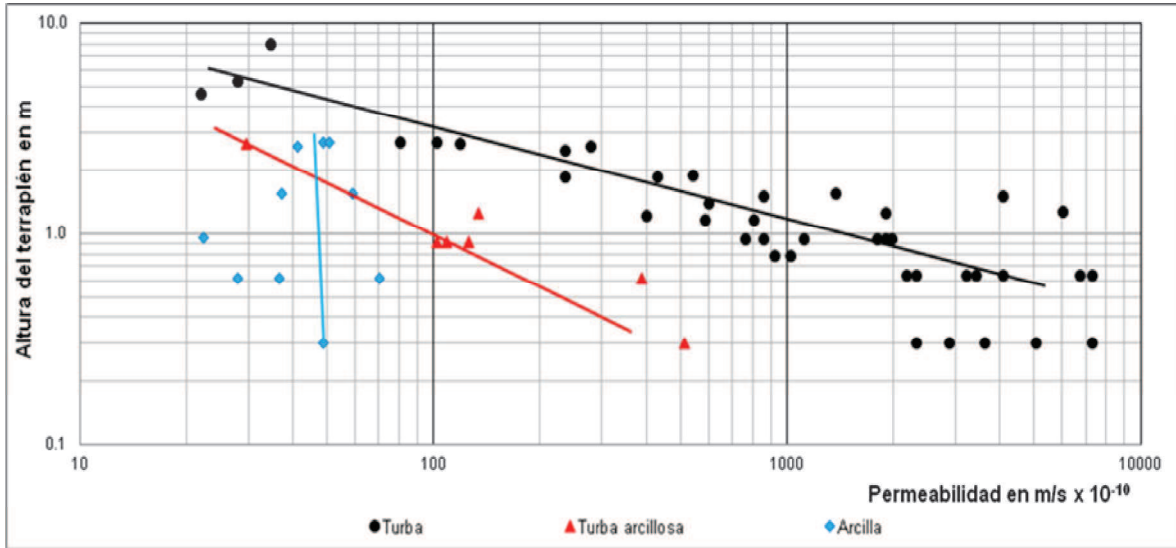


Figura 4.17.- Variación de la permeabilidad con la altura del terraplén, datos de los 3 proyectos (Weber, 1969).

El menor cambio en la permeabilidad durante la construcción de los terraplenes ocurre en el estrato de arcilla limosa, lo cual era lo esperado, cuya permeabilidad promedio es de aproximadamente 4.5×10^{-9} m/s. Este resultado nos permite verificar que el comportamiento observado en las curvas de la figura 4.16 a) y b) correspondientes al estrato de arcilla limosa es correcto, ya que se aprecia una pequeña etapa de compresión primaria durante la etapa de carga, lo cual se debe a la baja permeabilidad del estrato.

En el estrato de turba arcillosa se observa una disminución en la permeabilidad que va de aproximadamente 5×10^{-8} m/s a 3×10^{-9} m/s para una altura del terraplén de aproximadamente 3.00 m, lo cual corresponde a una disminución en la permeabilidad en más de 10 veces. Se observa entonces que el estrato de turba arcillosa posee una permeabilidad mayor que las arcillas antes de la aplicación de una carga, sin embargo el proceso de deformación en el estrato

de turba arcillosa causa que cada vez se comporte más como una arcilla en lo que respecta a su permeabilidad.

El estrato de turba presenta un cambio en su permeabilidad de aproximadamente 8×10^{-7} m/s a 8×10^{-9} m/s para una altura del terraplén de aproximadamente 3.00 m, lo cual corresponde a una disminución en la permeabilidad de 100 veces. Por lo cual se puede observar que el estrato de turba es relativamente permeable en su estado natural, pero al someterse a un proceso de deformación una gran disminución en su permeabilidad ocurre, volviéndose prácticamente impermeable debido a la reducción en los espacios de sus poros.

En la figura 4.18 se presentan los coeficientes de permeabilidad para los diferentes tipos de suelo, así como la calidad de su drenaje. Adicionalmente en esta figura se agregaron los rangos de permeabilidades mencionados en los párrafos anteriores para los tres estratos.

El valor promedio de la permeabilidad (4.5×10^{-9} m/s) del estrato de arcilla limosa se localiza en la zona donde la calidad del *drenaje es prácticamente impermeable*.

La permeabilidad inicial del estrato de turba arcillosa (5×10^{-8} m/s) se localiza en la zona donde la calidad del *drenaje es mala*, mientras que el valor de la permeabilidad obtenido cuando se tiene una altura de terraplén aproximada de 3.00 m (3×10^{-9} m/s), se localiza en la zona donde el *drenaje es prácticamente impermeable*.

La permeabilidad del estrato de turba en su estado natural (8×10^{-7} m/s) se localiza en la zona donde la calidad del *drenaje es buena*, mientras que el valor de la permeabilidad obtenido cuando se tiene una altura de terraplén aproximada de 3.00 m (8×10^{-9} m/s), se localiza en la zona donde el *drenaje es malo*. Sin embargo si la carga continua aumentando, la permeabilidad del estrato de turba

puede llegar a valores iguales a los que presenta una arcilla franca, por lo que su drenaje será prácticamente impermeable.

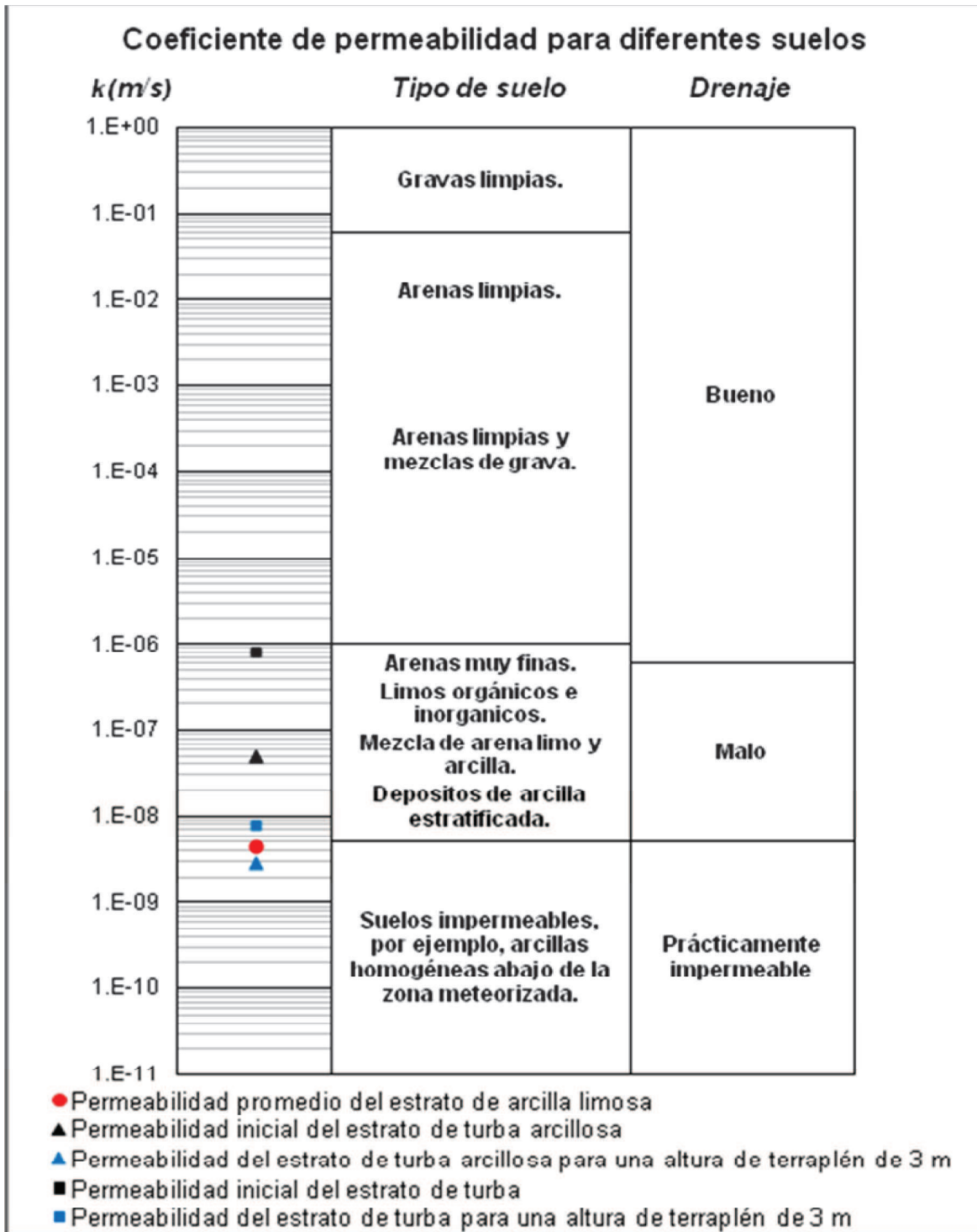


Figura 4.18.- Coeficiente de permeabilidad para diferentes suelos (Casagrande y Fadum, 1940).

3) Exceso de presión hidrostática en campo.

Otro aspecto importante que se estudió durante la construcción de los terraplenes de los tres proyectos fue el exceso de presión hidrostática, generado por la aplicación de las cargas de los terraplenes en los estratos de arcilla limosa, turba arcillosa y turba.

La medición del exceso de presión hidrostática se realizó mediante el uso de piezómetros los cuales fueron instalados previos a la colocación de cualquier carga en el terreno. En los estratos de arcilla limosa y turba arcillosa existía de manera natural una pequeña presión en exceso de la hidrostática de aproximadamente 5.40 kPa. Por lo cual todas las lecturas obtenidas en los piezómetros durante la construcción de los terraplenes tomaron como referencia esta presión existente.

Cuando la carga fue aplicada, los piezómetros colocados en el estrato de arcilla limosa indicaron una presión en exceso de la hidrostática que correspondió a casi toda la carga aplicada, este exceso se disipó muy lentamente. Cuando los proyectos fueron pavimentados una presión en exceso de la hidrostática de alrededor del 50% de la carga aplicada se mantenía en este estrato de arcilla limosa.

Los piezómetros colocados en el estrato de turba arcillosa indicaron una presión en exceso de la hidrostática que varió entre el 50% y 80% de la carga aplicada, este exceso se disipó en pocas semanas. Cuando los proyectos fueron pavimentados las lecturas de los piezómetros habían vuelto aproximadamente a la presión registrada antes de la construcción.

En el estrato de turba un pequeño exceso de presión hidrostática ocurrió cuando la carga fue aplicada. La presión hidrostática rápidamente volvió a su valor original.

Sin embargo dependiendo de la condición del estrato de turba (consolidado o no consolidado previamente) se pueden observar diferentes tendencias en las lecturas del exceso de la presión hidrostática. Cuando la turba no ha experimentado cargas durante su historia geológica, es decir nunca ha sufrido consolidación, el aumento en el exceso de la presión hidrostática es menor a 1/3 de la carga aplicada, sin embargo, cuando la turba ya ha estado sometida a cargas anteriormente, es decir, ha sufrido una consolidación previa, el aumento en el exceso de la presión hidrostática es hasta de un 80% de la carga aplicada. La disipación del exceso de la presión hidrostática requirió sólo unos pocos días en los estratos de turba sin consolidar y para los estratos de turba muy consolidados hasta 60 ó 70 días.

El exceso de la presión hidrostática reaccionó como era de esperarse de acuerdo con los datos de las permeabilidades presentados previamente en la figura 4.18. Es decir, la permeabilidad se reduce enormemente debido al proceso de consolidación que experimentan los estratos de turba y turba arcillosa.

4) Desplazamiento lateral en campo.

Para la medición de los desplazamientos laterales de los suelos de cimentación se utilizaron inclinómetros. Sin embargo por alguna deficiencia, los inclinómetros no cuantificaron el desplazamiento lateral que ocurrió durante y después de la construcción de los terraplenes.

2. Segundo caso.

El segundo caso fue presentado por Samson y La Rochelle (1972) en su artículo titulado “*Design and Performance of an Expressway Constructed Over Peat by Preloading*”, en el cual se describe la construcción del primer tramo de la autopista Rive Nord, que conecta Montreal a Berthierville y eventualmente Trois-Rivieres y la ciudad de Quebec, Canadá.

La autopista atraviesa un área de turba fibrosa, la cual se localiza a 50 km de Montreal y a 5 km al norte del rio Saint-Laurent. El estrato de turba fibrosa tiene un espesor entre 3.0 y 5.8 m, el cual está sustentado por un estrato relativamente incompresible de arena limosa de textura fina a media de 6.0 m de espesor.

Las propiedades índice de la turba fibrosa se muestran en la tabla 4.4, las cuales fueron determinadas con muestras obtenidas mediante un muestreador de pistón de 7.6 cm de diámetro.

TABLA 4.4 Propiedades índice de la turba fibrosa (Samson y La Rochelle, 1972).

Propiedad	Número de pruebas	Promedio	Rango total
Contenido de agua natural (%)	29	890.0	605.0– 1290.0
Contenido de agua al final de la precarga (%)	19	450.0	370.0 – 540.0
Relación de vacíos natural	6	14.1	10.3 – 17.5
Grado de saturación	6	93.0	87.0 – 96.0
Densidad relativa	12	1.55	1.41 – 1.70
Contenido orgánico	27	91.2	84.2 – 95.4
Peso volumétrico natural (kN/m ³)	18	9.70	8.7 – 10.4

1) Construcción de los rellenos.

La primera etapa de carga inicio en octubre de 1964 y consistió en extender una capa de arena de 1.2 m de espesor, sobre todo el sitio donde se construirán los terraplenes, esto con la finalidad de soportar al pesado equipo de construcción. Sin embargo, en la sección con el mayor espesor de turba fibrosa, donde ocurrieron asentamientos muy rápidos (*el mismo día*), de hasta 1.2 m, la capa de arena que se colocó fue, hasta de 2.5 m de espesor (ver figura 4.19a). Es importante mencionar que la carga para esta etapa se aplicó en un solo día. Después de un periodo de aproximadamente 10 días, la segunda etapa de carga inició; la cual consistió en colocar capas de arena de 0.3 m de espesor en ambos carriles hasta que los rellenos alcanzaron un espesor de 2.5 a 3.3 m

En mayo de 1965, aproximadamente 5.5 meses después del fin de la segunda etapa de carga, los terraplenes fueron llevados a su máxima altura dando lugar a espesores 3.6 a 5.8 m de relleno, incluyendo 1.0 a 1.5 m de sobrecarga. La etapa de sobrecarga, se extendió a una duración total de 12 meses y los asentamientos alcanzaron valores totales de 1.4 a 3.3 m. La sobrecarga fue removida en mayo de 1966 y esta sección de la autopista se terminó de pavimentar en septiembre de 1966.

2) Comportamiento observado en campo.

En la figura 4.19b se puede observar la forma que adopta la base de los terraplenes de la autopista al final de la etapa de sobrecarga. La superficie adyacente al terraplén se mantuvo estable excepto por un hundimiento muy local a lo largo de ambos lados de cada terraplén. Sin embargo, se observó un levantamiento de 0.3 m a lo largo de la línea central de la autopista entre los dos terraplenes (*ver círculo punteado en la figura 4.19b*), lo cual es un indicativo de que una cierta cantidad de turba fue expulsada lateralmente por debajo de los rellenos. No existen datos del momento exacto en que este levantamiento se llevó a cabo; si se debe a la deformación elástica de la turba fibrosa durante la

aplicación de la carga o un creep lateral que ocurre como una función del tiempo después de la aplicación de la carga. Sin embargo, se cree que el levantamiento se produjo principalmente durante la aplicación de la primera etapa de carga. También es dudoso que este levantamiento tenga alguna influencia apreciable en los asentamientos observados después de la primera etapa de carga.

Todas estas observaciones tienden a apoyar la hipótesis, de que debido principalmente a la baja velocidad de aplicación de la carga en el campo y a la buena calidad de las raíces superficiales, se produjo poco desplazamiento lateral de la turba fibrosa de cimentación. Por lo tanto, los asentamientos se deben en gran parte a la deformación volumétrica de la turba como resultado de la compresión primaria y secundaria.

Al final de la construcción, los asentamientos totales fueron del orden del 40 al 60% del espesor original de la turba fibrosa. La reducción promedio del 50% en el espesor concuerda de manera notable con la reducción del contenido de agua promedio de la turba fibrosa de un valor inicial de 890% a un valor de 450% determinado al final de la etapa de sobrecarga, (ver tabla 4.4).

En las figuras 4.20 y 4.21 se presentan los diagramas de carga, así como las graficas asentamiento vs log del tiempo, obtenidas a partir de las mediciones realizadas en dos placas de asentamiento (P-1 y P-3). Para el análisis de las curvas asentamiento vs log del tiempo, correspondientes a la segunda etapa de carga y etapa de sobrecarga, se presentan en otro gráfico (ver figura 4.22) donde el origen de la escala del log del tiempo coincide con el inicio del incremento de carga para cada etapa.

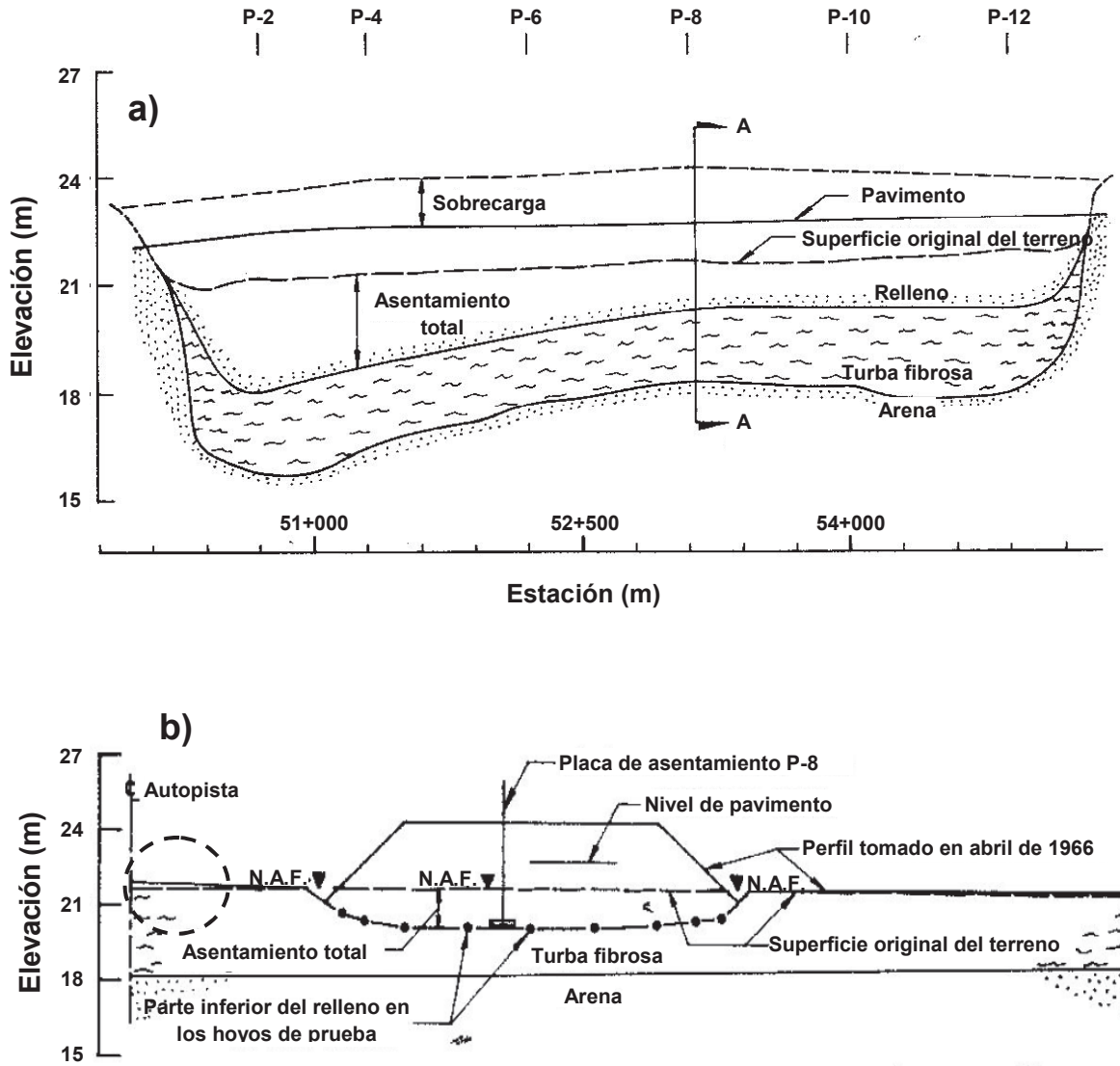


Figura 4.19.- a) Sección longitudinal del carril sur y b) sección transversal (corte A-A) del carril sur, (Samson y La Rochelle, 1972).

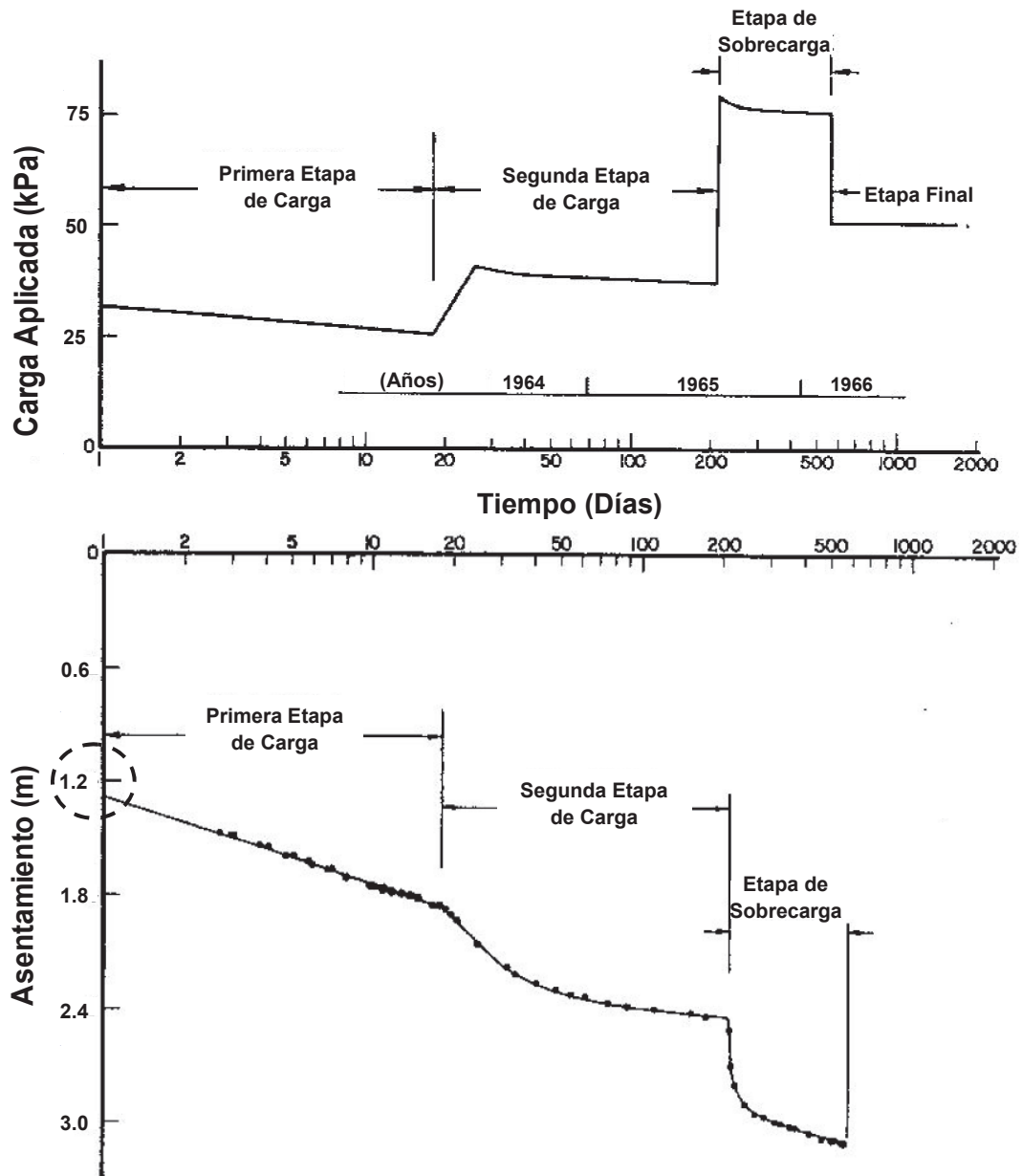


Figura 4.20.- Diagrama de carga y curvas asentamiento vs log del tiempo de la placa P-1 (Samson y La Rochelle, 1972).

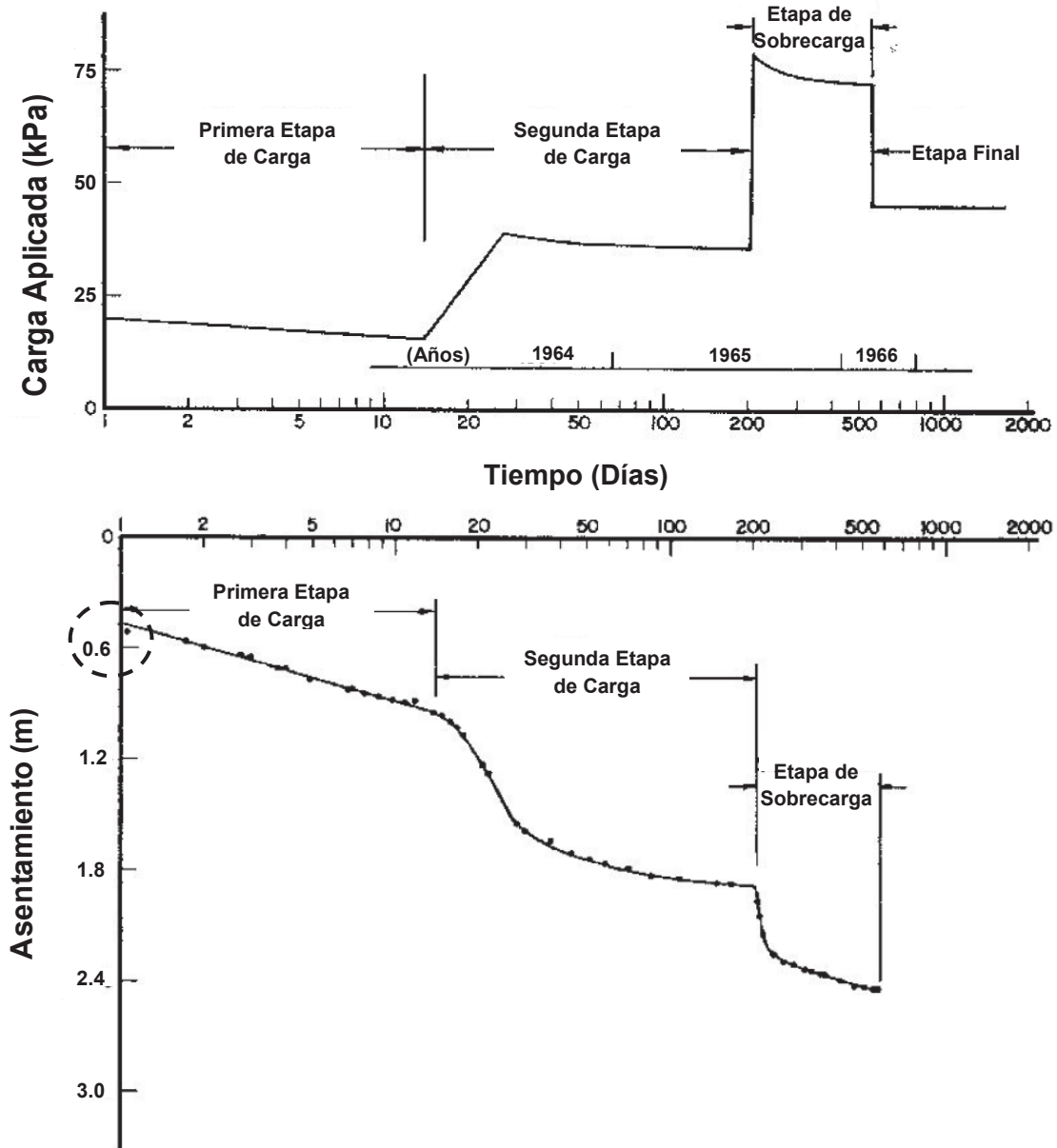
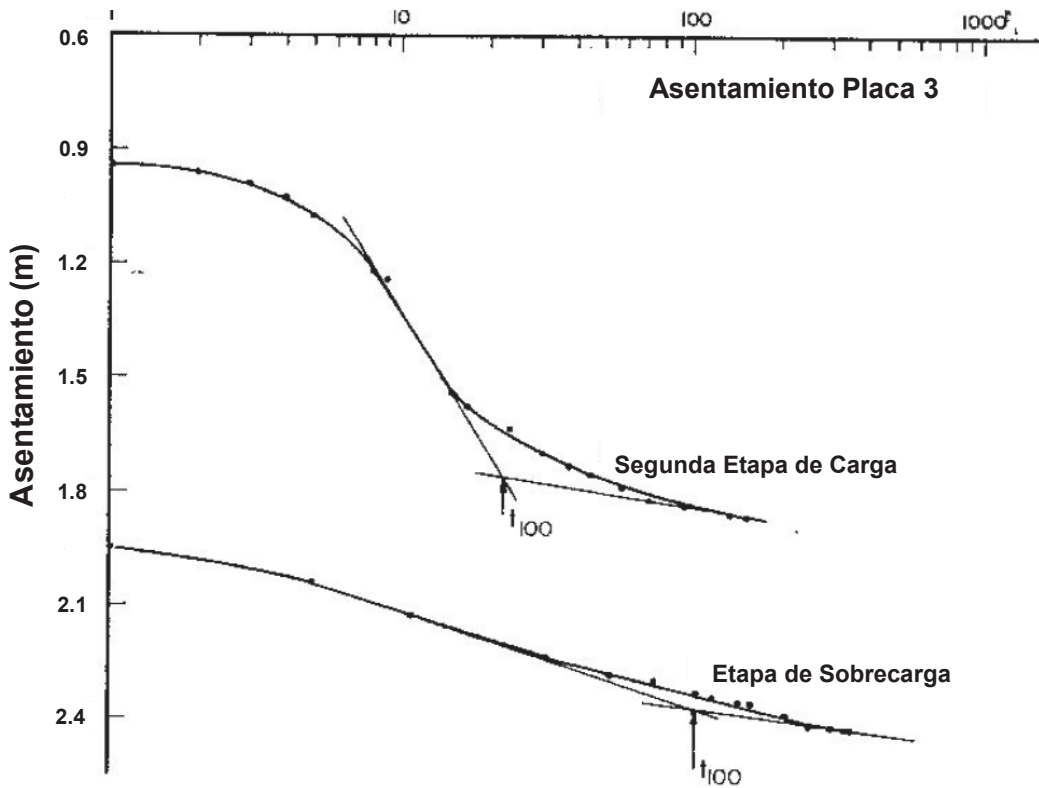
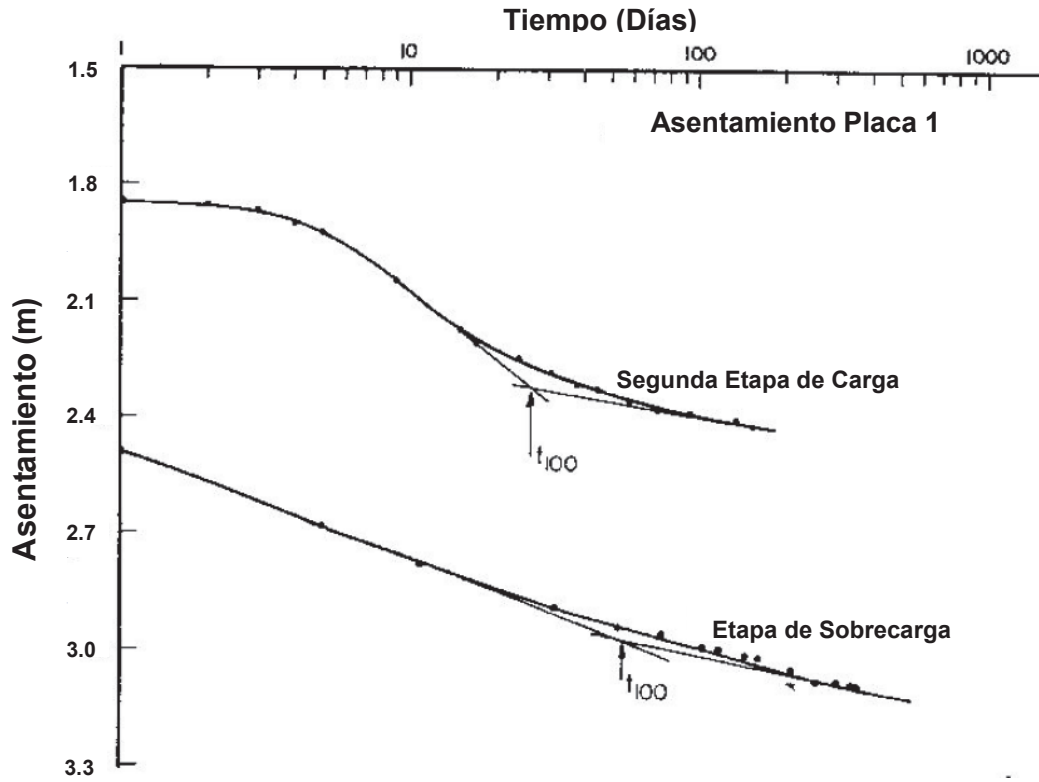


Figura 4.21.- Diagrama de carga y curvas asentamiento vs log del tiempo de la placa P-3 (Samson y La Rochelle, 1972).

Nota: en las curvas asentamiento vs log del tiempo de las figura 4.20 y 4.21, se observa que la primera lectura del asentamiento para la primera etapa de carga no inicia en cero, sino aproximadamente en 1.2 y 0.6 m, respectivamente (ver círculo punteado). Esta situación se debe, a lo expresado en un párrafo anterior. **Construcción de los rellenos** donde se menciona que ocurrieron asentamientos de hasta 1.2 m el mismo día en que se aplico la carga.



de
carga en las placas de asentamiento P-1 y P-3, (Samson y La Rochelle, 1972).

En las curvas de las figuras 4.20 y 4.21 correspondientes a la primera etapa de carga, no se observó la típica forma de “S”, debido a la alta permeabilidad que posee la turba, lo que conlleva, a que el final de la etapa primaria coincida aproximadamente con el final de la etapa de carga. Por el contrario en las curvas de la figura 4.22 correspondientes a la segunda etapa de carga, se observa muy bien definida la forma de S. Mientras que, las curvas correspondientes a la etapa de sobrecarga, no presentan la forma de S, esto se debe a que entre mayor sea la carga aplicada, el índice de compresión secundaria de la turba se vuelve más importante, mientras que, el índice de compresión primaria se vuelve más lento que en las etapas anteriores de carga, debido a la disminución en la permeabilidad. Por lo tanto, la etapa secundaria enmascara a la etapa primaria, es decir, **“La compresión secundaria empieza incluso después de que ha tenido lugar cierta consolidación primaria”**, (segunda hipótesis de Robinson, 2003).

En base a las curvas asentamiento vs log del tiempo de todas las placas de asentamiento, Samson y La Rochelle (1972) establecen que los tiempos para alcanzar el 100% de la compresión primaria, van desde 5 a 10 días para la primera etapa de carga, 17 a 26 días para la segunda etapa de carga y de 55 a 200 días para la etapa de sobrecarga. Este incremento en el tiempo del final de la etapa primaria se debe a la gran disminución en la permeabilidad de la turba cuando se deforma (Adams 1965 y Miyakawa 1960). Por lo tanto, en base a los tiempos estimados del final de la compresión primaria, estos investigadores afirman que entre el 90 y 95 % del asentamiento total se atribuye a la compresión primaria, a la deformación elástica o instantánea y al desplazamiento lateral, mientras que, el porcentaje restante, entre el 5 y 10%, se debe a la compresión secundaria.

Los tiempos establecidos en el párrafo anterior para el final de la compresión primaria correspondientes a la primera y segunda etapa de carga, están acorde con el comportamiento mostrado en las curvas de la figuras 4.20 a 4.22. Sin embargo en las curvas de la figura 4.22 correspondientes a la etapa de

sobrecarga, no se puede discernir visualmente donde termina la etapa primaria e inicia la secundaria, por lo cual, los tiempos establecidos para esta etapa de carga en el párrafo anterior, no son los correctos. Del mismo modo es importante mencionar que para esta última etapa de carga el porcentaje del asentamiento total correspondiente a la compresión secundaria será mucho mayor que el mostrado en el párrafo anterior. Para poder establecer los tiempos de inicio y fin de las etapas secundaria y primaria, respectivamente, es necesario recurrir al uso del método de Robinson (2003). Sin embargo para hacer uso de este método se requiere contar con las lecturas del exceso de la presión de poro a lo largo de toda la etapa de sobrecarga.

3) Pruebas de laboratorio.

Desarrollo de las pruebas.

Para el diseño de los terraplenes de la autopista y la sobrecarga temporal, se llevaron a cabo pruebas de consolidación unidimensional en muestras de turba obtenidas, con un muestreador de pistón fijo de 7.6 cm de diámetro que tiene una relación de áreas del 9%. Las pruebas se realizaron en especímenes con 6.3 cm de diámetro y 1.3 cm de espesor utilizando un anillo deslizante. Debido a que el espesor de los especímenes es muy pequeño, el desarrollo de la compresión primaria fue casi instantánea y la primera lectura, tomada 15 s después de la aplicación de la carga fue sobre la línea recta de la compresión secundaria de la curva asentamiento vs log del tiempo.

Las pruebas de consolidación se realizaron, con la aplicación de cargas en incrementos simples, dobles o múltiples a un esfuerzo máximo de aproximadamente 100 kPa, cada incremento de carga fue mantenido en la muestra por 24 h. La deformación total de la muestra al final de cada aplicación de carga, se expresa como la variación del porcentaje del espesor inicial H_0 vs el log del esfuerzo (ver figura 4.23). La compresión primaria y el coeficiente de compresión secundaria C_α se determinaron en todas las pruebas y están dados en la figura 4.24 como una función del logaritmo del esfuerzo. La compresión

primaria trazada en la figura 4.24a para las pruebas de incremento doble o múltiple se calcularon sumando la compresión primaria obtenida en cada incremento de carga correspondiente a esfuerzos inferiores o iguales, al esfuerzo en que el punto se traza. El coeficiente de compresión secundaria $C\alpha$ se tomó como la pendiente del gráfico de la compresión vs log del tiempo dividido por el espesor de la muestra de turba al inicio de la compresión secundaria.

Considerando que las pruebas de laboratorio se realizaron en muestras tomadas a diferentes profundidades, se puede observar a partir de las figuras 4.23 y 4.24, que en las tres relaciones anteriores, los resultados están dentro de rangos relativamente estrechos, excepto por las compresiones primarias obtenidas con pruebas de incremento de carga simple que son apreciablemente superiores a las obtenidas por pruebas de incremento de carga doble o múltiple.

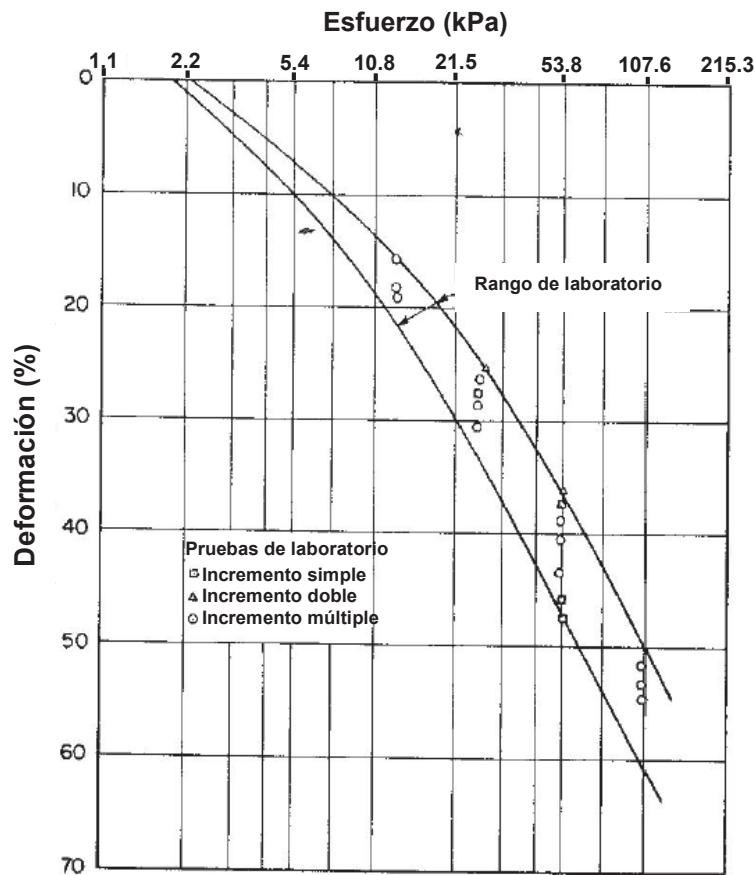


Figura 4.23.- Compresión de la muestra vs log del esfuerzo de las pruebas de consolidación unidimensional, (Samson y La Rochelle, 1972).

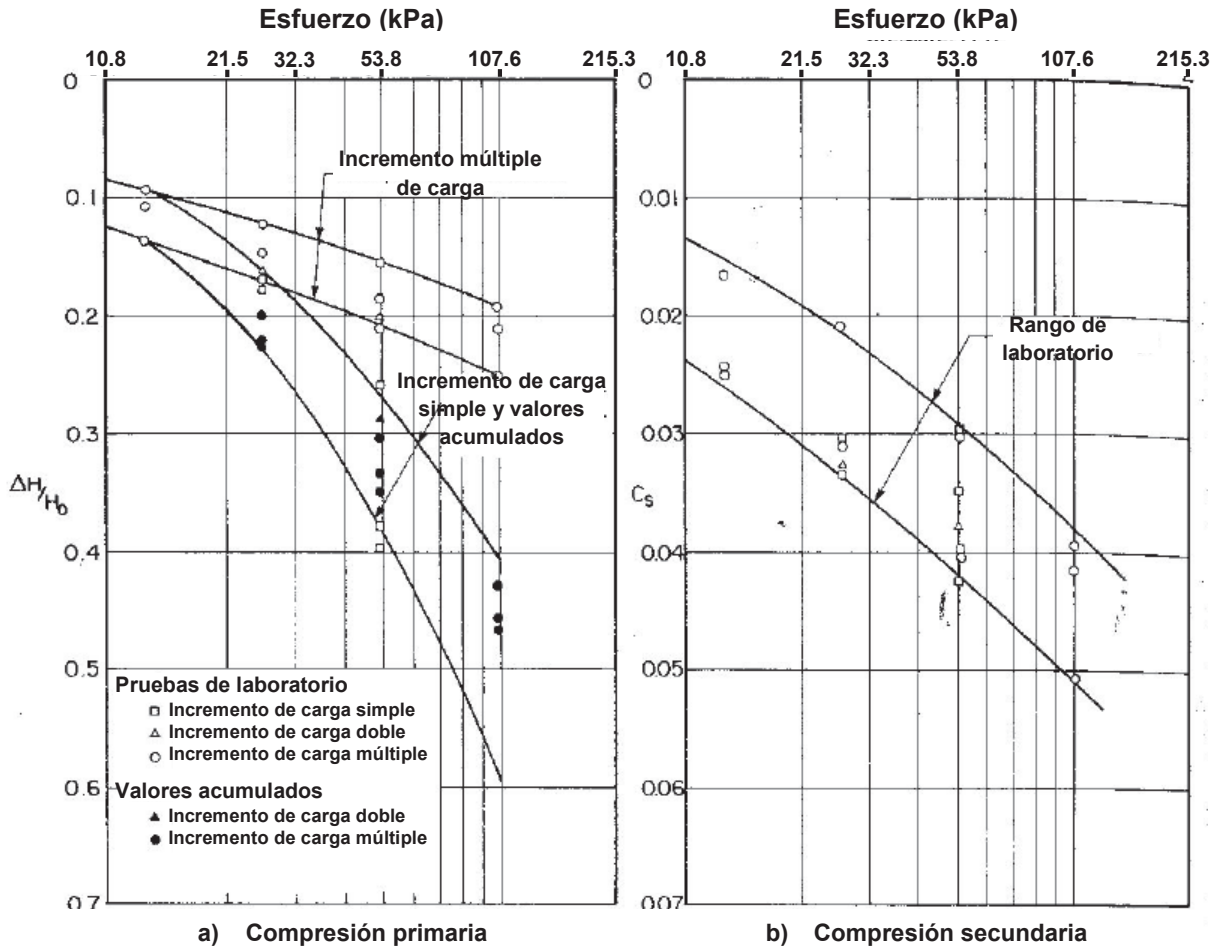


Figura 4.24.- Compresión primaria, $\Delta H/H_0$ y coeficiente de compresión secundaria, C_α , de las pruebas de consolidación unidimensional, (Samson y La Rochelle, 1972).

Compresión primaria.

Quando se realizan pruebas de incremento múltiple en turba, se acostumbra aplicar cargas sucesivas, tan pronto como la disipación del exceso de la presión de poro sea más o menos completada, esto con el fin de eliminar la componente de compresión secundaria (MacFarlane 1969); por lo tanto, los periodos de carga varían desde unos pocos minutos a una hora aproximadamente, dependiendo del espesor de la muestra y la permeabilidad de la turba. Sin embargo, en el presente estudio cada carga sucesiva fue dejada en la muestra por un periodo de 24 h que resulta en una apreciable cantidad de compresión secundaria que ocurre en cada incremento de carga. Las

compresiones primarias medidas para cada incremento de carga en pruebas de incremento doble y múltiple por 24 h, son apreciablemente más pequeñas que las obtenidos por pruebas de incremento de carga simple, aumentando la diferencia con el incremento del esfuerzo aplicado, (ver figura 4.24a).

En la figura 4.24a el valor acumulado de la compresión primaria para un determinado incremento de esfuerzo es tomada igual al valor acumulado de la compresión primaria y secundaria que se ha producido durante los incrementos de esfuerzo anteriores, además de la compresión primaria medida para el incremento de esfuerzo en cuestión, observándose que estos valores acumulados caen en el mismo rango que los valores de compresión primaria obtenidos en pruebas de incremento simple.

Por lo tanto en una prueba de incremento múltiple de carga, la compresión primaria que ocurre para un incremento de carga dada se reduce por la cantidad de cambio de volumen, que tuvo lugar durante la compresión secundaria del incremento de carga anterior.

Compresión secundaria.

Adam (1965) sugiere que la compresión secundaria de la turba se debe a la deformabilidad de su materia sólida, de modo que, el bajo índice de compresión secundaria sería regulado por la permeabilidad de la materia sólida de la turba. El hecho de que el mismo cambio de volumen se puede producir muy rápidamente como una compresión primaria para una mayor carga, parece dar a entender que la deformabilidad de la materia sólida no es la principal componente del cambio de volumen durante la compresión secundaria para bajas cargas. *Algunos investigadores sugieren que a bajas cargas, el cambio de volumen durante la compresión secundaria se debe principalmente a la plastificación de la materia orgánica (flexión, pandeo, apretado de las fibras), que puede ser acelerado considerablemente por el aumento del esfuerzo.* Sin embargo, a mayores esfuerzos, con la disminución de la relación de vacíos y más contactos intrínsecos

que se desarrollan entre las fibras sólidas, el cambio de volumen resultante de la plastificación se vuelve mucho menos importante y entonces la deformabilidad de las fibras puede convertirse en la principal componente del cambio de volumen, lo que trae como resultado una disminución en el coeficiente de compresión secundaria, $C\alpha$. Weber (1969) menciona que $C\alpha$ disminuye con esfuerzos superiores a 100 kPa.

4) Comparación entre los resultados de laboratorio y las observaciones de campo.

Con el fin de comparar las observaciones de campo con los resultados de las pruebas de laboratorio, la compresión primaria, $\Delta H/H_0$, y el coeficiente de compresión secundaria, $C\alpha$, se calculan a partir de los registros de campo del asentamiento para cada etapa de carga. Estos cálculos se realizaron sobre la misma base utilizada, para los resultados de las pruebas de laboratorio dados en la figura 4.24.

Dado que las condiciones de campo predominantes, durante la construcción de los rellenos eran tales que muy poca compresión secundaria se llevó a cabo en las diferentes etapas de carga, los resultados de campo de la compresión primaria son comparados en la figura 4.25a con los resultados de laboratorio dados por las pruebas de incremento de carga simple y los valores acumulados de las pruebas de incremento de carga doble y múltiple.

Debe tenerse en cuenta que los puntos correspondientes a la primera carga en las pruebas de incremento doble y múltiple, deben ser incluidos en la zona de variación de la compresión primaria determinada por pruebas de incremento de carga simple.

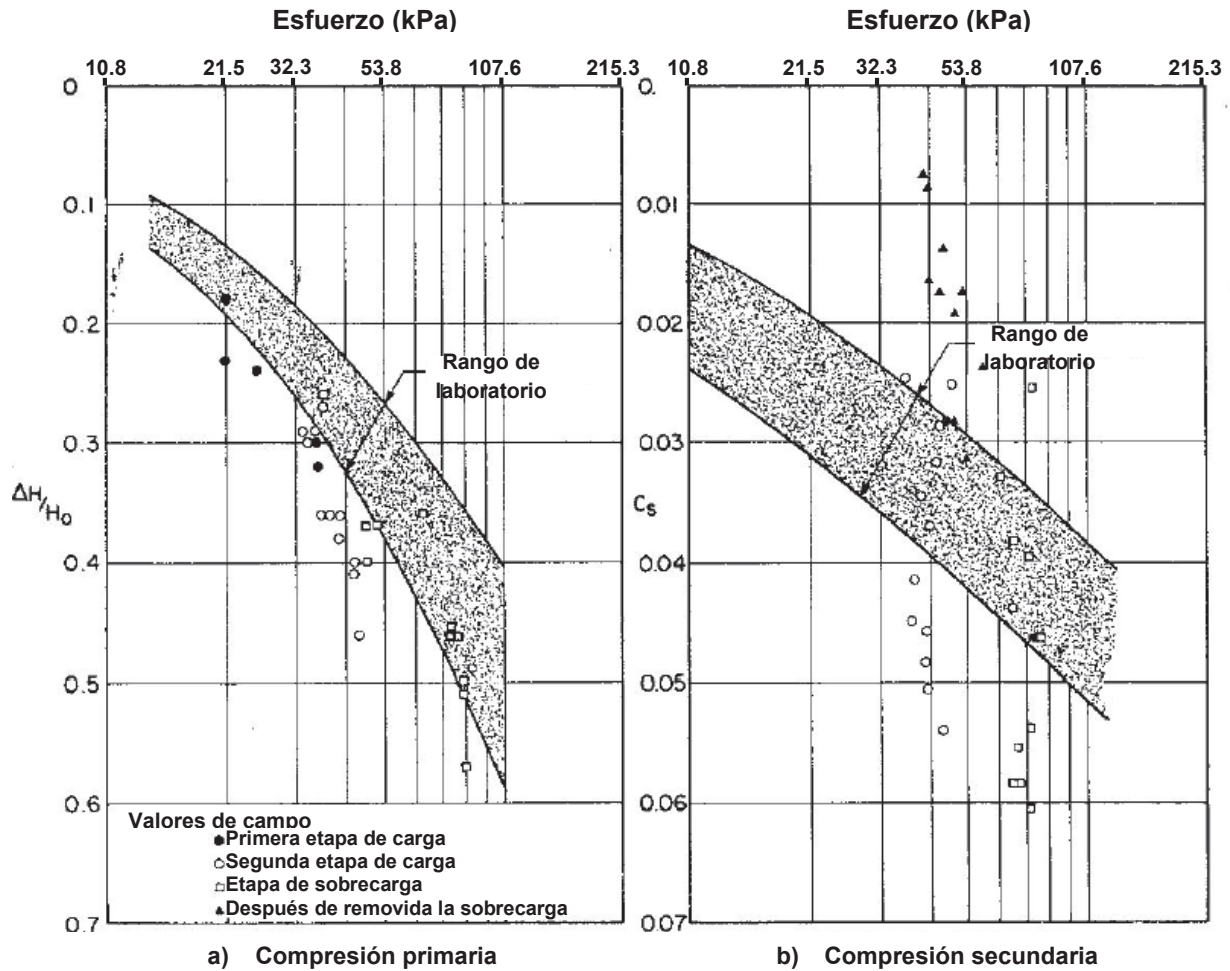


Figura 4.25.- Compresión primaria, $\Delta H/H_0$ y coeficiente de compresión secundaria, C_s , de campo, (Samson y La Rochelle, 1972).

Los valores de la compresión primaria de campo (ver figura 4.25a) comparan bastante bien con los valores de laboratorio obtenidos por pruebas de incremento de carga simple, aunque son ligeramente superior al promedio; la diferencia sigue siendo aproximadamente constante en todo el rango de esfuerzo estudiado. Esta diferencia es el resultado de la deformación elástica y desplazamiento lateral que tuvieron lugar durante la primera etapa de carga en el campo.

Por lo tanto, debido a la lentitud de la aplicación de la carga en el campo, la deformación elástica y el desplazamiento lateral no constituyen una parte importante de los asentamientos en campo.

Los valores en campo de los coeficientes de compresión secundaria C_{α} obtenidos para la segunda etapa de carga y la etapa de sobrecarga (figura 4.25b) muestran una considerable dispersión que hace que sea difícil llegar a una conclusión; sin embargo, se puede decir que en promedio los valores de campo de C_{α} son sólo ligeramente más altos que los valores de laboratorio. Esta dispersión se traduciría en una apreciable variabilidad del asentamiento secundario a lo largo de la autopista. Esta dispersión es probablemente representativa de la heterogeneidad del depósito de turba.

Afortunadamente, los valores de los coeficientes de compresión secundaria C_{α} determinados después de la remoción de la sobrecarga son tan pequeños que los asentamientos debido a la compresión secundaria se mantienen dentro de valores aceptables y por lo tanto, el resultado de los asentamientos diferenciales será insignificante. Los valores de C_{α} graficados en la figura 4.25b van desde 0.007 a 0.031 en comparación con los valores que van de 0.022 a 0.054 obtenidos después de la segunda etapa de carga. Por lo tanto, *la precarga ha reducido el coeficiente de compresión secundaria C_{α} por un factor de aproximadamente dos.*

Por otra parte, debido a la lenta recuperación (rebote), la etapa final de los asentamientos debido a la compresión secundaria apareció 1 año después de haberse eliminado la sobrecarga temporal. Como veremos más adelante, esta recuperación es atribuida a la precarga y tuvo el efecto benéfico de eliminar los asentamientos que de otro modo habrían tenido lugar en el primer año, y se estima que serían de 5.0 a 15.0 cm.

El asentamiento total observado al final de la segunda etapa de carga y de la etapa de sobrecarga, compara favorablemente con las predicciones basadas en los resultados de pruebas de consolidación unidimensional por un periodo de 24 h de carga, (ver figura 4.26).

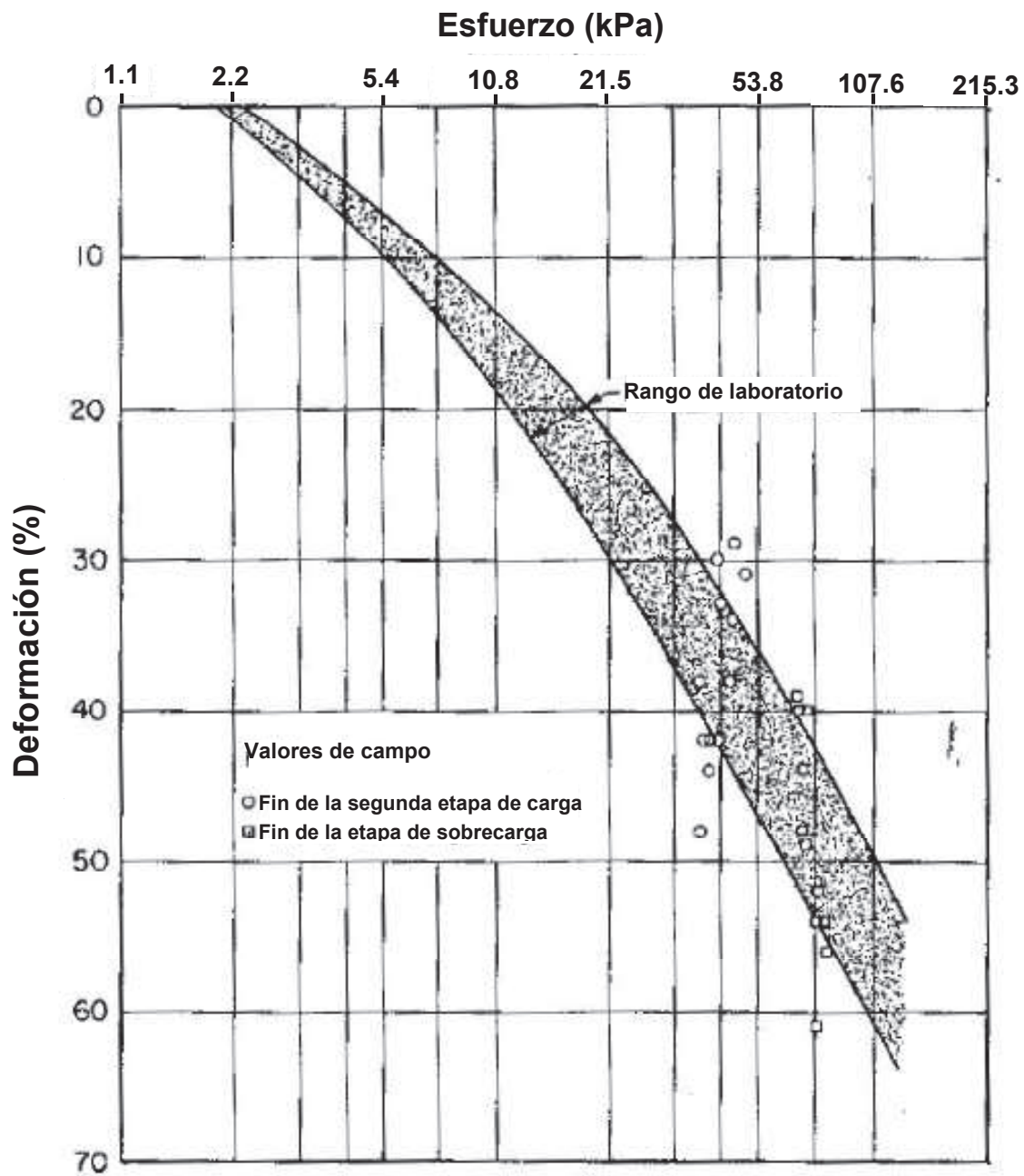


Figura 4.26.- Comparación de la compresión de la turba en campo con pruebas de consolidación de laboratorio, (Samson y La Rochelle, 1972).

El área sombreada de la figura 4.26 representa esencialmente la compresión primaria que se ha obtenido en pruebas de incremento de carga simple, además de la compresión secundaria que ocurre durante el periodo de 24 h después de la aplicación de la carga.

5) Recuperación (rebote) en campo después de la eliminación de la sobrecarga.

Cuando la sobrecarga es removida al final del periodo de la precarga en la turba, se puede observar una recuperación (rebote), parte de esta es concomitante a la eliminación de la sobrecarga, y puede ser atribuida a la recuperación elástica de la deformación, sin embargo se puede observar una recuperación a largo plazo antes de que la turba comience a deformarse de nuevo (*asentamiento debido a la compresión secundaria*) como se ilustra en la figura 4.28.

Pruebas de laboratorio.

Con el propósito de tratar y responder al fenómeno anterior, se hizo un intento de simular el funcionamiento de los terraplenes de la autopista después de la precarga con el uso de muestras en el consolidómetro para una historia de esfuerzo comparable a las condiciones de campo. Una serie de cinco muestras de turba, que han sido tomadas con un muestreador de pistón de 7.6 cm, poco antes del fin de la etapa de sobrecarga, fueron reconsolidadas bajo una presión de 72 kPa que es el esfuerzo equivalente al efectivo in situ en la turba, en el momento del muestreo. Los esfuerzos de reconsolidación fueron aplicadas por periodos cortos de tiempo, diferentes para las cinco muestras y que van desde 3 a 60 min.

Para simular la eliminación de la sobrecarga en el campo, un tercio del esfuerzo aplicado fue eliminado, y a las muestras se les permitió recuperarse bajo un esfuerzo de 48 kPa.

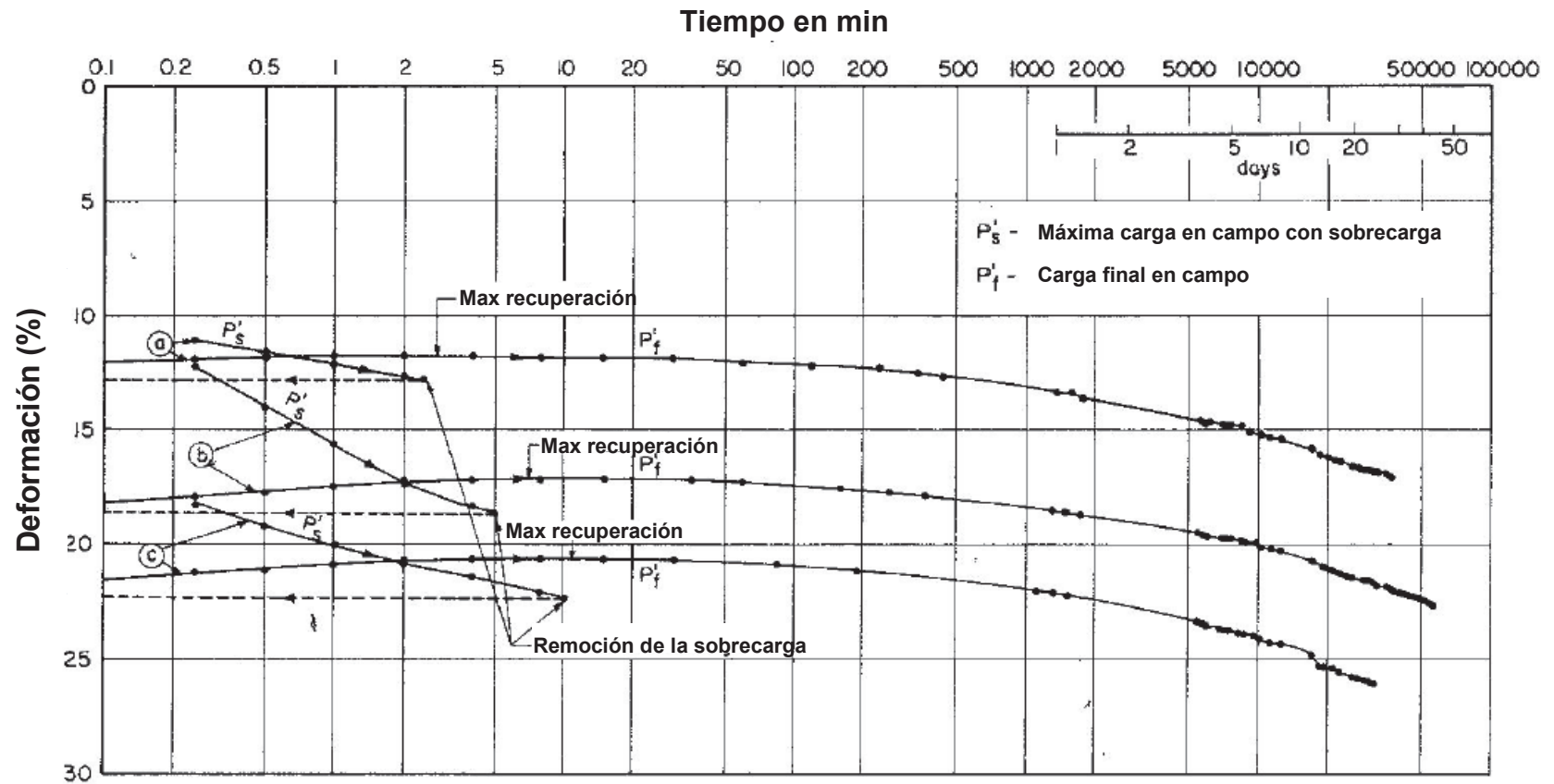
Los resultados de estas pruebas son resumidos en la tabla 4.5 y tres curvas típicas obtenidas se muestran en la figura 4.27. La máxima recuperación alcanzada fue de 1.3 a 2.3% del espesor de la muestra; seguida de la compresión secundaria, a un ritmo muy lento aproximadamente lineal con el log del tiempo. Fue muy interesante observar que el tiempo para la máxima recuperación en las cinco pruebas corresponde casi exactamente a la duración de la aplicación de la

carga de reconsolidación. Además, la cantidad de recuperación es aproximadamente la misma para todas las pruebas con un promedio de cerca del 2% y es independiente del tiempo de recuperación.

Para las pruebas de consolidación convencionales, discutidas previamente, donde periodos de carga de 24 h fueron usados y que se llevaron a cabo en muestras de turba tomadas después de la construcción de los rellenos, las curvas de recuperación obtenidas dan, para el mismo esfuerzo decreciente, la misma cantidad total de recuperación de aproximadamente 2%. En estas pruebas, se observó que la duración de cada decremento tenía que ser de por lo menos 24 h con el fin de desarrollar la totalidad de la recuperación.

**TABLA 4.5 Pruebas de rebote en turba precargada
(Samson y La Rochelle, 1972).**

Número de Prueba	Duración de la aplicación de sobrecarga (min)	Rebote (%)	Tiempo para el máximo rebote (min)
a	2.5	1.26	3.0
b	5.0	1.95	8.0
c	10.0	2.32	11.0
d	30.0	1.88	30.0
e	60.0	2.04	60.0



Nº Prueba	Contenido de agua inicial	P'_s (kPa)	P'_f (kPa)	Max rebote
a	424%	77.5	51.7	1.26 %
b	475%	77.5	51.7	1.95 %
c	526%	78.6	50.6	2.32 %

Figura 4.27.- Curvas de recuperación y compresión secundaria en muestras de turba precargada, (Samson y La Rochelle, 1972).

Comportamiento de campo.

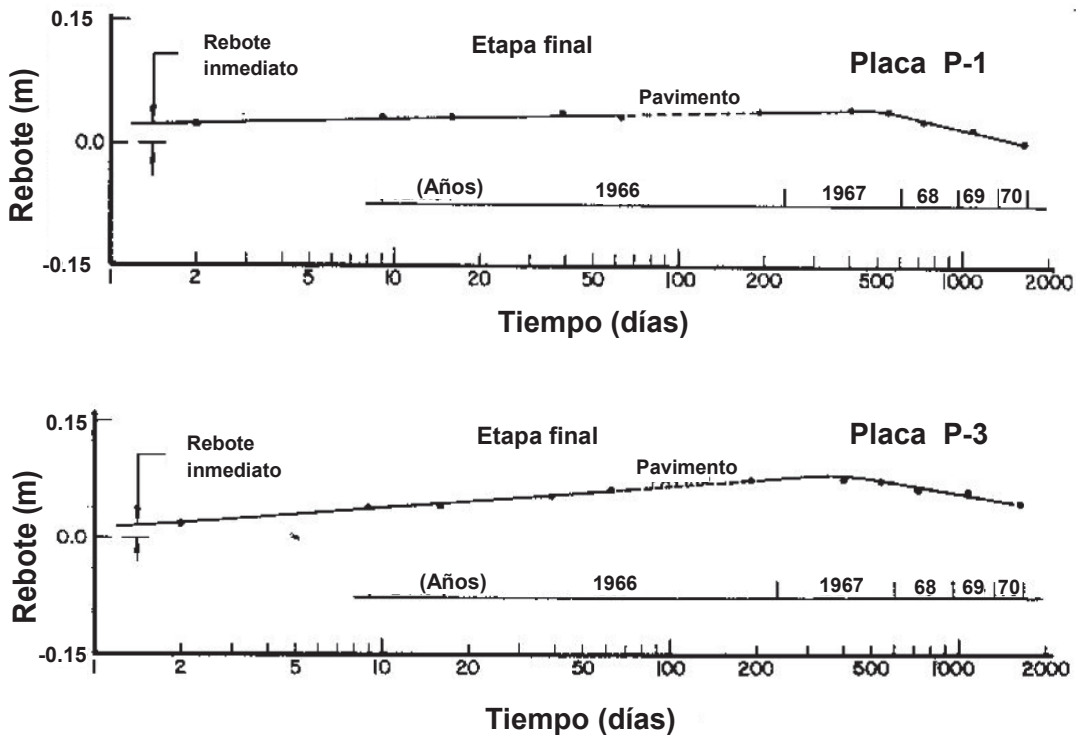


Figura 4.28.- Curvas de rebote para las placas de asentamiento P-1 y P-3, (Samson y La Rochelle, 1972).

Durante los primeros 1 ó 2 días después de removida la sobrecarga temporal, los terraplenes experimentaron una recuperación inmediata que va de 1.0 a 2.5 cm, la cual corresponde aproximadamente a una tercera parte de la recuperación total, (ver figura 4.28). La recuperación inmediata puede ser atribuida a la recuperación elástica de la deformación; el coeficiente de elasticidad de la turba en la precarga, calculado sobre la base de la recuperación elástica oscila entre los 2000 y 4400 kPa.

Después de la recuperación inmediata, los terraplenes se dejaron reposar por un periodo de tiempo de 200 a 475 días. Es interesante observar que el tiempo promedio para la máxima recuperación es de 350 días que coincide muy bien con los 354 días de duración de la aplicación de la sobrecarga en campo, (ver figura 4.28). *Esta coincidencia está acorde con las observaciones de laboratorio.*

La recuperación total oscila entre 4.3 a 7.9 cm y la parte a largo plazo de la recuperación representa 2.0 a 6.3 cm; como en el caso de las observaciones de laboratorio, la recuperación a largo plazo en el campo ocurre con un índice creciente y lineal con el log del tiempo.

Comparación entre los resultados de laboratorio y campo.

Con el fin de comparar la recuperación a largo plazo en el campo con las pruebas de laboratorio, las recuperaciones a largo plazo se trazaron (figura 4.29) contra la relación de sobrecarga, la cual corresponde al peso de la sobrecarga que fue removida ($\Delta\sigma$) dividida por el esfuerzo efectiva existente a la profundidad media en el depósito de turba después de removida la sobrecarga (σ'). Los resultados de campo muestran una dispersión considerable debido a la heterogeneidad de la turba.

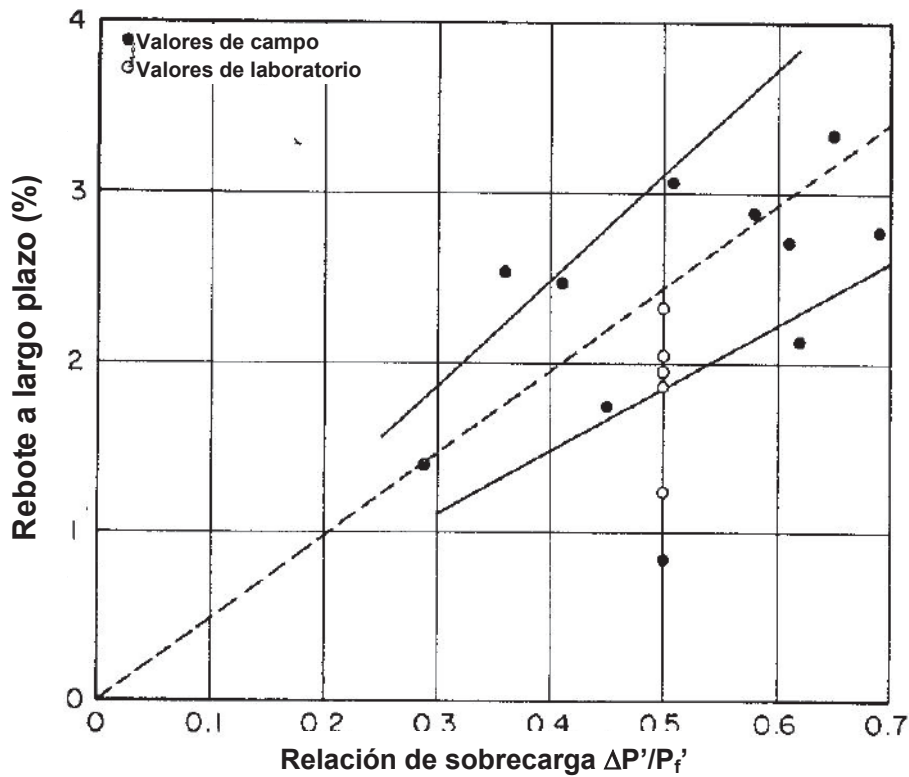


Figura 4.29.- Recuperación a largo plazo como una función de la relación de sobrecarga, (Samson y La Rochelle, 1972).

Las predicciones de laboratorio caen dentro y cerca del límite inferior del rango de las mediciones de campo. Esto puede ser debido a errores de las pruebas, como la fricción en el anillo o debido a un número muy limitado de pruebas de laboratorio realizadas. Sin embargo, parece que las pruebas de laboratorio dieron el orden correcto de magnitud de la recuperación en campo.

4.8. Teorías utilizadas para predecir el asentamiento de la turba fibrosa.

Muchas teorías han sido desarrolladas para describir el proceso de deformación de los suelos. Algunas son exclusivas de un tipo de suelo en particular, mientras que otras son ampliamente usadas en diferentes tipos de suelos.

Un modelo efectivo de deformación en suelos, debe cuantificar dos procesos distintos: *la magnitud y el tiempo de la deformación.*

En la práctica, las deformaciones que se presentan en los suelos pueden ser extremadamente complejas. Éstas pueden ser causadas por un cambio de volumen (compresión primaria y secundaria) o por un cambio de forma (desplazamiento lateral) o por ambas. Cuando el suelo es sometido a una carga, las tres etapas de deformación pueden tener lugar al mismo tiempo y la separación de estas etapas puede ser muy difícil.

Es un hecho bien conocido que la compresión secundaria representa una cantidad significativa del asentamiento total de la turba y de otros suelos altamente orgánicos. Por lo que, se han realizado una gran cantidad de investigaciones de laboratorio y campo sobre las propiedades índice y mecánicas de la turba. Sin embargo, no parece haber una correlación aceptable entre los resultados de laboratorio y campo para la determinación de la magnitud y tiempo de la deformación.

A continuación se presentan algunas de las teorías utilizadas para predecir el asentamiento de la turba fibrosa en el campo.

1.- Teoría de Terzaghi (1925).

Una de las primeras teorías utilizadas para cuantificar la deformabilidad de los suelos fue la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925). En la cual Terzaghi (1925), utilizó la ecuación de difusión general para describir el proceso de consolidación de las arcillas, de la siguiente forma:

$$C_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial Z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad (4.5)$$

donde:

$$C_v = \frac{k(1+e_0)}{a_v \gamma_w} = \text{Coeficiente de consolidación.}$$

k = Coeficiente de permeabilidad.

e₀ = Relación de vacíos inicial.

a_v = Coeficiente de compresibilidad.

γ_w = Peso volumétrico del agua.

t = tiempo.

Δu = Exceso de la presión de poro.

Z = Distancia del elemento a la superficie de drenaje.

Para la solución de la ecuación (4.5) se consideraron las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo.
- El Suelo está completamente saturado.
- Los granos del suelo y el agua son incompresibles.
- Es válida la ley de Darcy.
- Se tiene pequeñas deformaciones.
- La permeabilidad permanece constante.
- Existe una relación única entre el cambio en la relación de vacíos, Δe, y el cambio en el esfuerzo efectivo, Δσ', (es decir no hay presencia de compresión secundaria).
- La compresión es unidimensional.

La solución de la ecuación (4.5) describe a la deformación como un proceso que consiste en la expulsión del agua presente en los poros de la masa del suelo debido a los efectos hidrodinámicos y a la reducción en la relación de vacíos, a este proceso se le conoce como *consolidación o compresión primaria*.

La teoría de Terzaghi (1925) se aplica para predecir la deformación vertical de los suelos en campo, mediante los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio de consolidación unidimensional.

Esta teoría es ampliamente usada en arcillas con resultados razonables; sin embargo, grandes variaciones ocurren entre la teoría de Terzaghi (1925) y las observaciones realizadas en campo, cuando se trata de turbas o suelos altamente orgánicos. Esto se debe a que Terzaghi (1925) asume que el proceso de consolidación es totalmente controlado por la disipación del exceso de la presión de poro y que la deformación cesa después de disipada esta presión, lo cual no es el caso para muchos suelos, particularmente para aquellos con alto contenido orgánico. La deformación bajo esfuerzo efectivo constante (compresión secundaria) representa una gran porción del asentamiento total en los suelos altamente orgánicos, por lo cual, la teoría de consolidación de Terzaghi (1925) no es aplicable a los suelos de turba.

2.- Teoría de Buisman (1936).

La teoría de Terzaghi (1925) ha demostrado ser aceptable para suelos que exhiben únicamente compresión primaria. Por lo tanto, cuando la presencia de la compresión secundaria llega a ser significativa, se requiere de otro modelo. Buisman (1936) hizo el primer intento de proporcionar un procedimiento para predecir la compresión secundaria de los suelos, al observar que el índice de compresión secundaria de las arcillas era constante con respecto al logaritmo del tiempo.

Para predecir el asentamiento Buisman (1936) propuso la siguiente expresión matemática:

$$S = h_0 \sigma (C\alpha_p + C\alpha_s \log_{10} t) \quad (4.6)$$

donde:

S = El asentamiento.

h_0 = Espesor inicial.

σ = Esfuerzo aplicado.

$C\alpha_p$ = Coeficiente de compresión primaria.

$C\alpha_s$ = Coeficiente de compresión secundaria.

t = El tiempo.

La ecuación de Buisman (1936) es ampliamente usada por los profesionales de ingeniería debido a su simplicidad, y a que el índice de compresión secundaria es constante con respecto al logaritmo del tiempo.

3.- Teoría de Berry y Poskitt (1972).

Berry y Poskitt (1972) hicieron evidente tres hipótesis deficientes de la teoría de consolidación de Terzaghi (1925), cuando es aplicada a suelos orgánicos.

- Teoría de pequeñas deformaciones.
- La permeabilidad permanece constante a través del proceso de consolidación.
- Existe una relación única entre el cambio en la relación de vacíos, Δe y el cambio en el esfuerzo efectivo, $\Delta \sigma'$, (no existe compresión secundaria).

Berry y Poskitt (1972) desarrollaron teorías de consolidación que tratan de incorporar, a la mayoría de las variables encontradas cuando se trata de la turba, incluyendo, deformaciones finitas, disminución de la permeabilidad, deformabilidad y los efectos de la compresión secundaria. Ellos desarrollaron teorías de consolidación para la turba amorfa y fibrosa basadas en dos modelos reológicos que representan la respuesta *esfuerzo-deformación-tiempo* para ambos tipos de turba. Ambas teorías inician con una ecuación de continuidad para un elemento de suelo sometido a una deformación finita y una permeabilidad decreciente.

Las soluciones para las dos teorías son altamente no lineales y pueden ser resueltas únicamente, por medio de procedimientos numéricos y soluciones que implican métodos implícitos.

Otro inconveniente de la teoría de Berry y Poskitt (1972), además de su complejidad, es la hipótesis de que existe una relación lineal entre la relación de vacíos y el logaritmo de la permeabilidad. Esta hipótesis puede ser aceptable, aunque no es estrictamente válida para todos los suelos. Por lo tanto, se concluye que la teoría de Berry y Poskitt (1972) tiene una aplicación limitada para la turba.

4.- Procedimientos empíricos.

Un método para estimar el comportamiento de la deformación de la turba en el campo consiste en ejecutar una prueba de consolidación unidimensional con la aplicación de un esfuerzo igual al previsto en el campo (MacFarlane, 1969). La magnitud y tiempo de la consolidación primaria puede ser estimada de la siguiente manera:

$$S_{0campo} = \frac{H_{0campo} \times S_{0lab}}{H_{0lab}} \quad (4.7)$$

$$t_{0campo} = \frac{(H_{0campo})^i \times t_{0lab}}{(H_{0lab})^i} \quad (4.8)$$

donde:

t_0 = El tiempo requerido para completar la compresión primaria.

H_0 = Espesor inicial de la turba.

S_0 = Deformación debida a la compresión primaria.

i = Parámetro exponencial con un rango de 1.0 a 2.0.

La compresión secundaria puede ser estimada por el uso de la siguiente expresión:

$$S_{Scampo} = C\alpha H \log_{10} \frac{t}{t_0} \quad (4.9)$$

donde:

S_{Scampo} = Deformación debido a la compresión secundaria.

$C\alpha$ = Coeficiente de compresión secundaria.

t = Tiempo considerado en campo.

H = Espesor del estrato de turba después de completada la compresión primaria.

En la época en que el método fue propuesto, presentaba los siguientes inconvenientes:

1.- No siempre es posible determinar el fin de la consolidación primaria en el laboratorio, *sin embargo actualmente con el método de Robinson (2003) es posible.*

2.- Asume que el coeficiente de compresión secundaria es constante, *lo cual es cierto.*

3.- No siempre es acorde con el desempeño en el campo.

4.- El parámetro exponencial, i , puede variar de 1.0 a 2.0, el cual puede producir un amplio rango de valores en la deformación.

Otro método empírico utilizado generalmente por los ingenieros en la práctica para determinar la deformación en los estratos de arcilla principalmente, es el que presenta la siguiente expresión matemática en base al índice de compresión:

$$S = \frac{Cc}{1 + e_0} H \log_{10} \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (4.10)$$

donde:

S = Asentamiento del estrato.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

σ'_0 = Esfuerzo de preconsolidación.

$\Delta\sigma'$ = Esfuerzo aplicado.

Cc = Índice de compresión.

En muchas turbas es difícil establecer la magnitud del esfuerzo de preconsolidación (σ'_0). Cuando se trata con una turba saturada, σ'_0 puede ser muy cercano a cero, debido al bajo peso volumétrico de la turba. Cuando σ'_0 es cercano a cero, el término $(\sigma'_0 + \Delta\sigma')/\sigma'_0$ puede llegar a ser muy grande, lo que conduce al cálculo de deformaciones muy grandes. El resultado es claro, en muchos casos el uso del índice de compresión no sirve de nada porque la ecuación se torna indefinida cuando σ'_0 es igual o cercano a cero, por lo tanto la deformación estimada con la expresión (4.10) puede ser engañosa.

Muchas ecuaciones empíricas se han propuesto, relacionando algunas propiedades índice de la turba para determinar su compresibilidad. La tabla 4.6 resume mucha de estas relaciones empíricas.

TABLA 4.6 Ecuaciones empíricas para determinar la compresibilidad de la turba, (Gruen y Lovell, 1983).

Ecuación	Referencia
$Cc = 0.0115\omega_n$	Azzouz y otros (1976)
$Cc = 0.086\omega_n$	Maeguchi y otros (1965)
$Cc = 0.013(\omega_n-7)$	Kogure y Ohira (1977)
$Cc = 0.00782\omega_n^{1.07}$	Kogure y Ohira (1977)
$Cc = 0.62(e_0-0.56)$	Kogure y Ohira (1977)
$Cc = 0.37e_0^{1.17}$	Kogure y Ohira (1977)
$Cc = 0.5(e_0-1)$	Maeguchi y otros (1965)

donde:

Cc = Índice de compresión.

ω_n = Contenido natural del agua.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

5.- Teoría de Gibson y Lo (1961).

Desde el punto de vista de este trabajo de investigación, el modelo reológico propuesto por Gibson y Lo (1961), que describe el comportamiento de los suelos que exhiben una importante etapa de compresión secundaria, es el más adecuado para representar el comportamiento de la deformabilidad de la turba fibrosa en el campo bajo condiciones reales de carga.

Lo mencionado en el párrafo anterior está sustentado por los tres enunciados siguientes:

1.- Los valores obtenidos con esta teoría se aproximan a los reales.

2.- *Los parámetros reológicos se determinan con un procedimiento matemático simple.*

3.- *Toma en cuenta las deformaciones cortantes y las propiedades deformables de los diferentes estratos presentes en el sitio de estudio.*

Desarrollo del modelo reológico.

Gibson y Lo (1961) usaron un modelo reológico compuesto de un resorte en serie con una combinación de un resorte y un amortiguador como se muestra en la figura 4.30. En el modelo el esfuerzo efectivo es aplicado en la parte superior del resorte primario lo que resulta en una compresión instantánea de este resorte (compresibilidad = "a"). Para un cuerpo elástico lineal el resorte es llamado elemento de Hooke. La carga en el resorte primario es transferida al resorte y amortiguador secundario (modelo de kelvin). Instantáneamente, la carga es totalmente tomada por el amortiguador debido a que es incompresible. Sin embargo, al comenzar a escapar el fluido del amortiguador, este se comprime, causando entonces la compresión del resorte secundario, es decir, la carga es transferida gradualmente del amortiguador al resorte y, en un tiempo infinito, toda la carga la tomara el resorte. La compresión secundaria es entonces la compresión del modelo de Kelvin.

Se puede pensar que el amortiguador tiene viscosidad. Si la viscosidad del amortiguador es infinita, entonces no son visibles los efectos secundarios en un tiempo de medición finito, es decir, la carga no es transferida del amortiguador al resorte secundario. Si la viscosidad es cero, entonces el modelo reológico se reduce a dos resortes en serie y simplemente se observara la compresión primaria. Para valores intermedios de la viscosidad del amortiguador, este presenta un creep lento con el cual, transfiere la carga al resorte secundario, lo que implica que la compresión es una función del tiempo.

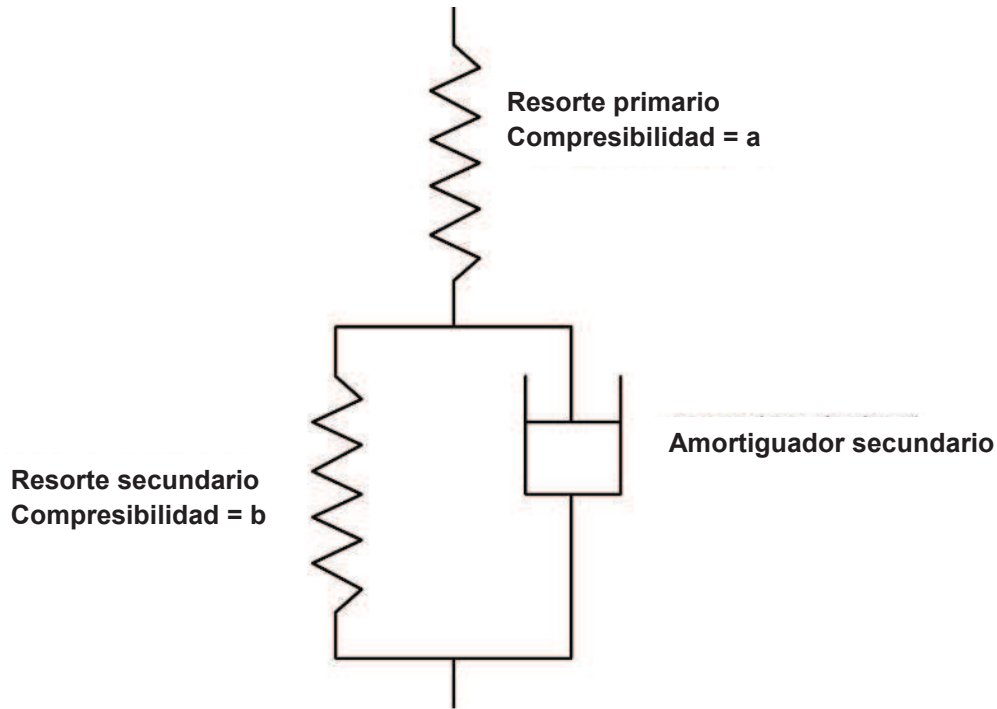


Figura 4.30.- Modelo reológico de la compresión secundaria (Gibson y Lo, 1961).

Para desarrollar la teoría, se considera que la deformación primaria está representada por un resorte lineal con una deformación definida como “a”.

$$a = \frac{\varepsilon_a}{\sigma'} \quad (4.11)$$

Donde ε_a es la deformación primaria y σ' es el esfuerzo efectivo (por lo tanto, “a” es igual al coeficiente de variación volumétrica, m_v).

De manera similar, la deformabilidad del resorte secundario es “b”.

$$b = \frac{\varepsilon_b}{\sigma'_b} \quad (4.12)$$

Donde σ'_b es usado para denotar el esfuerzo aplicado al resorte secundario.

Para el amortiguador, se asume que la velocidad de deformación es una función lineal del esfuerzo aplicado (un amortiguador Newtoniano).

$$\lambda \sigma'_{\lambda} = \frac{d\varepsilon_b}{dt} \quad (4.13)$$

Donde σ'_{λ} es el esfuerzo en el amortiguador. Con esta formulación, el incremento de la velocidad de deformación como λ aumenta, de modo que λ es tomada como una viscosidad inversa.

El esfuerzo efectivo, σ' , en el resorte primario es por tanto igual a la suma de los esfuerzos en el resorte secundario y en el amortiguador:

$$\sigma' = \sigma'_b + \sigma'_{\lambda} = \frac{\varepsilon_b}{b} + \frac{d\varepsilon_b}{dt} \cdot \frac{1}{\lambda} \quad (4.14)$$

Con lo cual obtenemos la siguiente ecuación diferencial:

$$\sigma' - \frac{\varepsilon_b}{b} = \frac{d\varepsilon_b}{dt} \cdot \frac{1}{\lambda} \quad (4.15)$$

$$\lambda \sigma' - \frac{\lambda \varepsilon_b}{b} = \frac{d\varepsilon_b}{dt} \quad (4.16)$$

$$\frac{d\varepsilon_b}{dt} + \frac{\lambda \varepsilon_b}{b} = \lambda \sigma' \quad (4.17)$$

$$si \quad \frac{\lambda}{b} = \alpha \quad (4.18)$$

$$\frac{d\varepsilon_b}{dt} + \alpha \varepsilon_b = \lambda \sigma' \quad (4.19)$$

La solución de la ecuación diferencial 4.19 es:

$$\therefore \varepsilon_b = \sigma' b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b} t} \right) \quad (4.20)$$

La deformación total, ε , es la suma de las deformaciones primaria y secundaria:

$$\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b = \sigma' a + \sigma' b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b} t} \right) \quad (4.21)$$

$$\varepsilon = \sigma' \left[a + b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b} t} \right) \right] \quad t > t_p \quad (4.22)$$

Se debe pensar en el modelo reológico como la representación del comportamiento de cualquier elemento diferencial del suelo, por lo cual, el comportamiento de toda la masa se encontraría por la suma de las respuestas de todos los elementos, es decir, por integración.

La expresión 4.22 nos permite determinar el comportamiento de la deformación del suelo después de completada la etapa de compresión primaria, para un tiempo $t > t_p$.

Determinación de los parámetros del modelo reológico.

Dhowian y Edil (1980) usaron los parámetros reológicos para describir las características del comportamiento deformable de la turba de la siguiente manera:

λ/b Representa el índice de compresión secundaria.

b/a Es la relación entre la compresión secundaria y primaria.

$1/\lambda$ Representa la viscosidad de la estructura del suelo durante la compresión secundaria.

Estos investigadores derivaron el siguiente método para determinar los parámetros reológico a , b y λ del modelo.

Si la expresión 4.22 es diferenciable con respecto al tiempo, el índice de la deformación obtenida es:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \sigma' \lambda e^{-\frac{\lambda}{b} t} \quad (4.23)$$

La expresión 4.23 tiene la forma de una función exponencial:

$$y = ce^{ax} \quad (4.24)$$

donde:

$$y = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} ; \quad c = \sigma' \lambda ; \quad a = -\frac{\lambda}{b} ; \quad x = t$$

Tomando logaritmo neperiano en ambos miembros de la expresión 4.23 tenemos:

$$\ln \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -\frac{\lambda}{b} t + \ln \sigma' \lambda \quad (4.25)$$

Que en una forma simplificada representa la siguiente línea recta:

$$Y = D(t) + C \quad (4.26)$$

donde:

$$Y = \ln \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \text{Es el índice de deformación.}$$

$$D = -\frac{\lambda}{b} = \text{Pendiente de la línea.}$$

$$C = \ln \sigma' \lambda \text{ Intercepción de la línea.}$$

Los parámetros reológicos se determinan al trazar el logaritmo neperiano de la deformación vs el tiempo. Una línea recta se dibuja entonces a través de estos puntos. La pendiente (D) y la intercepción (C) de esta línea son los valores de los parámetros b y λ . El parámetro de la compresibilidad primaria a , se encuentra mediante la sustitución de las cantidades conocidas en la ecuación 4.22, de la siguiente forma:

$$a = \frac{\varepsilon}{\sigma'} - b + be^{-\frac{\lambda}{b}t} \quad (4.27)$$

En el anexo D se presenta la solución paso a paso de la ecuación diferencial 4.19, además del procedimiento matemático para la determinación de los parámetros reológicos a partir de los datos de un caso real.

Variación del esfuerzo en la expresión de Gibson y Lo (1961).

Una vez que los parámetros reológicos han sido determinados, el término σ' puede ser cambiado en la expresión 4.22 para predecir la respuesta asentamiento - tiempo del depósito de turba bajo una carga de diferente magnitud.

Esto tiene una aplicación práctica en turbas precargadas, ya que los parámetros reológicos se calculan a partir de la curva asentamiento vs tiempo obtenida de la sobrecarga. Estos parámetros pueden ser utilizados para predecir los asentamientos que causarían la carga de diseño sin la sobrecarga. Entonces la curva de asentamiento para la carga de diseño podrá ser comparada con la curva de asentamiento de la sobrecarga de manera que la duración de la precarga sería solamente la suficiente para acelerar los asentamientos esperados bajo la carga de diseño.

Por ejemplo, si un terraplén que se construirá sobre un depósito de turba causa un incremento de esfuerzo de 15 kPa y una precarga total de 30 kPa es

aplicada al depósito. Los parámetros reológicos serían calculados del asentamiento causado por la precarga de 30 kPa, entonces el asentamiento causado por la carga de diseño de 15 kPa podría ser estimado usando los parámetros reológicos de la etapa de precarga y el esfuerzo, σ' , de 15 kPa en la expresión 4.22.

Cuando se varia el esfuerzo, σ' , en la ecuación 4.22 durante el uso de un conjunto de parámetros reológicos (a , b y λ) se asume que estos parámetros son constantes para cualquier nivel de esfuerzo y que la deformación es una función lineal del esfuerzo para un tiempo dado. Este no es el caso de la turba, ya que los parámetros reológicos son dependientes de la velocidad de deformación y el cambio en el esfuerzo no resulta en un cambio lineal en la deformación. Sin embargo, la violación de estas hipótesis causa errores pequeños y aceptables. En turbas precargadas, la porción de sobrecarga rara vez es mayor de una o máximo dos veces la carga de diseño.

Pruebas de consolidación en laboratorio han demostrado que la variación del término, σ' , para un solo conjunto de parámetros reológicos, proporcionan una buena estimación de las deformaciones cuando $\sigma_{II} \leq 2\sigma_I$ y deformaciones razonables cuando $\sigma_{II} \leq 3\sigma_I$; donde σ_{II} , es el nivel de esfuerzo con el cual los parámetros reológicos se calcularon y σ_I , es el nivel de esfuerzo para el que se hará la predicción.

La figura 4.31 muestra el resultado del uso del modelo de Gibson y Lo (1961) para la predicción del comportamiento de la deformación para un nivel de esfuerzo diferente en el que los parámetros reológicos fueron calculados. Las curvas 1 y 2 corresponden a las pruebas de consolidación unidimensional realizadas a una turba de Indiana (EUA), sometida a un cambio de esfuerzo, σ' , de 25 kPa y 12 kPa respectivamente. Como ilustración, la curva 1 podría representar el asentamiento registrado en el campo bajo una precarga y la curva 2 representa el asentamiento en el campo bajo la carga de diseño sin sobrecarga.

Los parámetros reológicos fueron calculados de la prueba de consolidación unidimensional para el esfuerzo de 25 kPa. La predicción del comportamiento de la curva 2 se realizó utilizando la ecuación 4.22 con los parámetros reológicos de la prueba correspondiente a 25 kPa y usando un esfuerzo, σ' , de 12 kPa (ver la curva 3, línea discontinua en la figura 4.31).

Como se puede observar en la figura 4.31, la predicción del comportamiento es muy cercana al de la prueba real de compresión unidimensional para 12 kPa. Se observa que hay una gran discrepancia durante la porción inicial de la curva 3, la cual corresponde a la porción de la compresión primaria, que es de poca preocupación debido a que esta fase es generalmente corta en su duración, y ocurre durante la construcción del terraplén. Lo que es de interés es la magnitud del asentamiento para tiempos mayores a t_p , correspondientes a la porción de la deformación secundaria. Se observa entonces en la figura 4.31 que este modelo predice muy bien el asentamiento después de terminada la etapa primaria de la deformación.

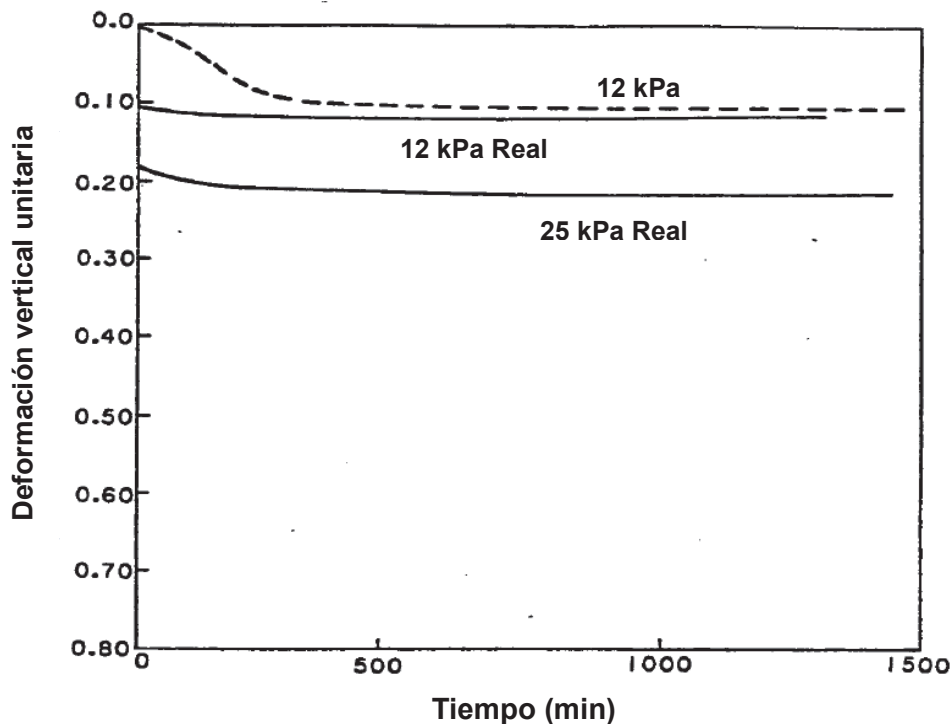


Figura 4.31.- Uso del modelo para la predicción del comportamiento del asentamiento para una carga de 12 kPa usando parámetros obtenidos de una prueba de 25 kPa. (Edil, 1981).

Aplicabilidad de los datos de laboratorio a la teoría de Gibson y Lo (1961).

Dhowian y Edil (1980) usaron la teoría de Gibson y Lo (1961) en el análisis de las pruebas de consolidación en el laboratorio y encontraron que el método modela la forma de las curvas deformación vs log del tiempo muy cercana a la real.

En la figura 4.32 se muestra la deformación calculada con el modelo (*línea continua*) y la deformación medida (*línea punteada*) para cuatro tipos de turba estudiadas por Dhowian y Edil (1980).

La figura 4.32 indica que el modelo de Gibson y Lo (1961) representa a las curvas de deformación adecuadamente.

En la tabla 4.7 se presentan los promedios de las propiedades de las cuatro turbas de la figura 4.32.

TABLA 4.7 Propiedades promedio de las muestras de turba (Dhowian y Edil, 1980).

muestra	Contenido de agua, %	Peso unitario, kN/m ³	Contenido de *Ash, %	Densidad de sólidos	Contenido de fibras, %	Resistencia al corte prueba de veleta, kPa	Clasificación
Fond du Lac	240	10.2	39.8	1.94	20	27.0	Amorfa granular
Portage	600	9.6	19.5	1.72	31	14.4	Semi-fibrosa
Waupaca	460	9.6	15.0	1.68	50	15.0	Fibrosa
Middleton	510	9.1	12.0	1.41	64	22.0	Fibrosa

*Ash: es el porcentaje en peso seco del material (cenizas) que queda después de que la turba es secada al horno.

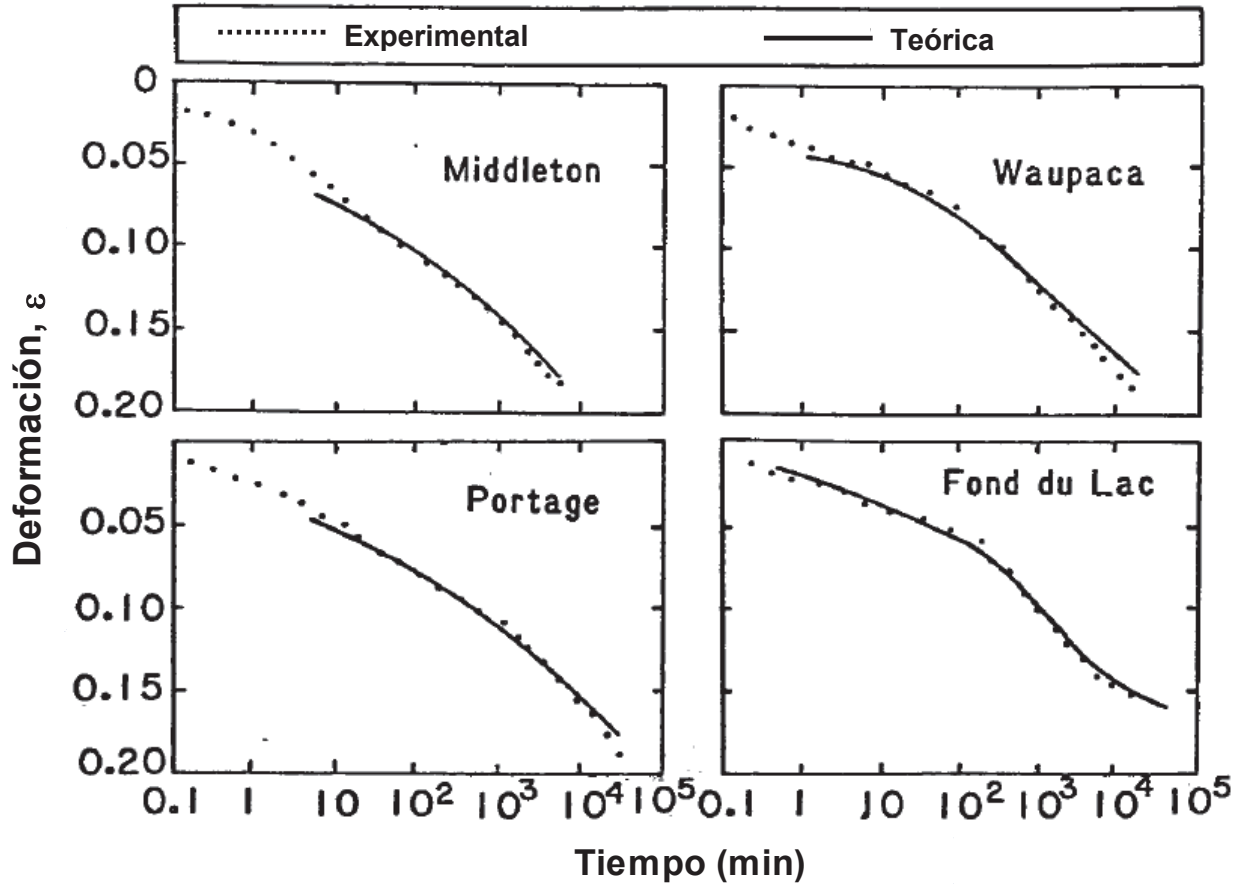


Figura 4.32.- Compresión predicha y observada de cuatro tipos de turbas para un incremento de esfuerzo de 200 – 400 kPa (Dhowian y Edil, 1980).

Aplicabilidad de los datos de campo a la teoría de Gibson y Lo (1961).

Edil (1981) mostro que esté modelo es valioso en el análisis de la duración de la precarga para una aplicación real. Un centro comercial se construiría cerca de Madison, Wisconsin (EUA), sobre un depósito de turba. Los resultados de la exploración geotécnica y las propiedades del suelo se muestran en la figura 4.33.

La turba fue precargada y los datos del asentamiento fueron registrados. Después de aproximadamente 9 meses, los parámetros reológicos para el uso del modelo de Gibson y Lo (1961) fueron determinados de los datos del asentamiento. El asentamiento bajo la precarga fue extrapolado usando el modelo y comparó muy bien con el asentamiento real que subsecuentemente ocurrió (ver figura

4.34). La ligera discrepancia durante los primeros meses es atribuible al hecho de que solamente un incremento de esfuerzo, σ' , fue utilizado en la evaluación de la ecuación 4.22, cuando en realidad el cambio de esfuerzo se lleva a cabo en un cierto número de etapas como se muestra en la parte superior de la figura 4.34.

El modelo fue aplicado para estimar la curva de asentamiento para el caso en que la construcción fuera colocada sin una precarga previa (ver figura 4.35). En este caso los parámetros a , b y λ se asumen que son los mismos que los calculados para el caso de precarga. El cambio de esfuerzo utilizado fue el causado por el peso de la construcción únicamente. Como muestra la figura 4.35 la sobrecarga se destina para eliminar los asentamientos esperados bajo la carga de la estructura durante su vida útil. La curva teórica del asentamiento de la construcción fue extrapolada para 30 años y comparada con la curva de precarga. Edil (1981) reportó que después de más de tres años desde la construcción, no se han observado problemas asociados con el asentamiento de este centro comercial.

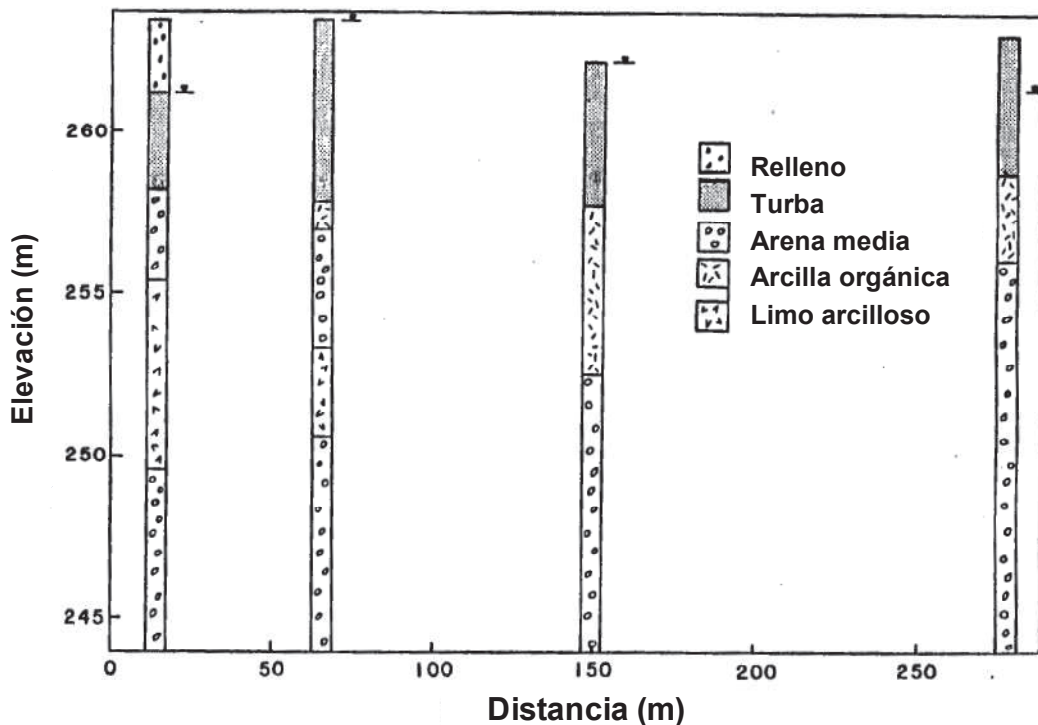


Figura 4.33.- Perfil de la exploración geotécnicas para el caso estudiado (Edil, 1981).

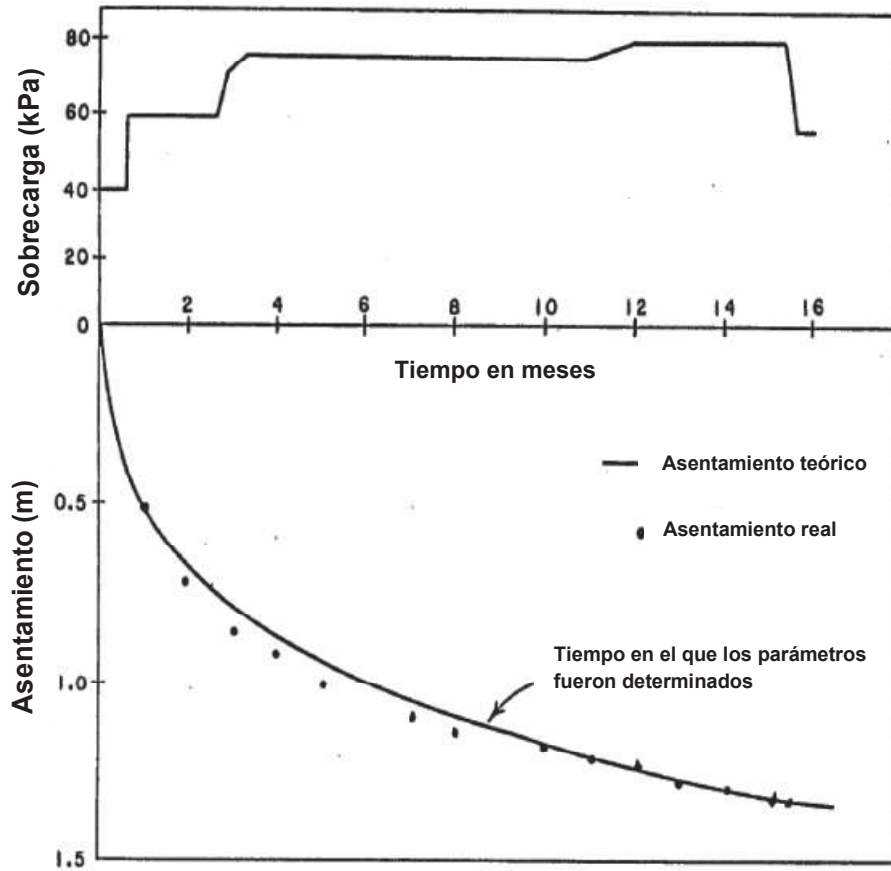


Figura 4.34.- Datos del asentamiento bajo precarga (Edil, 1981).

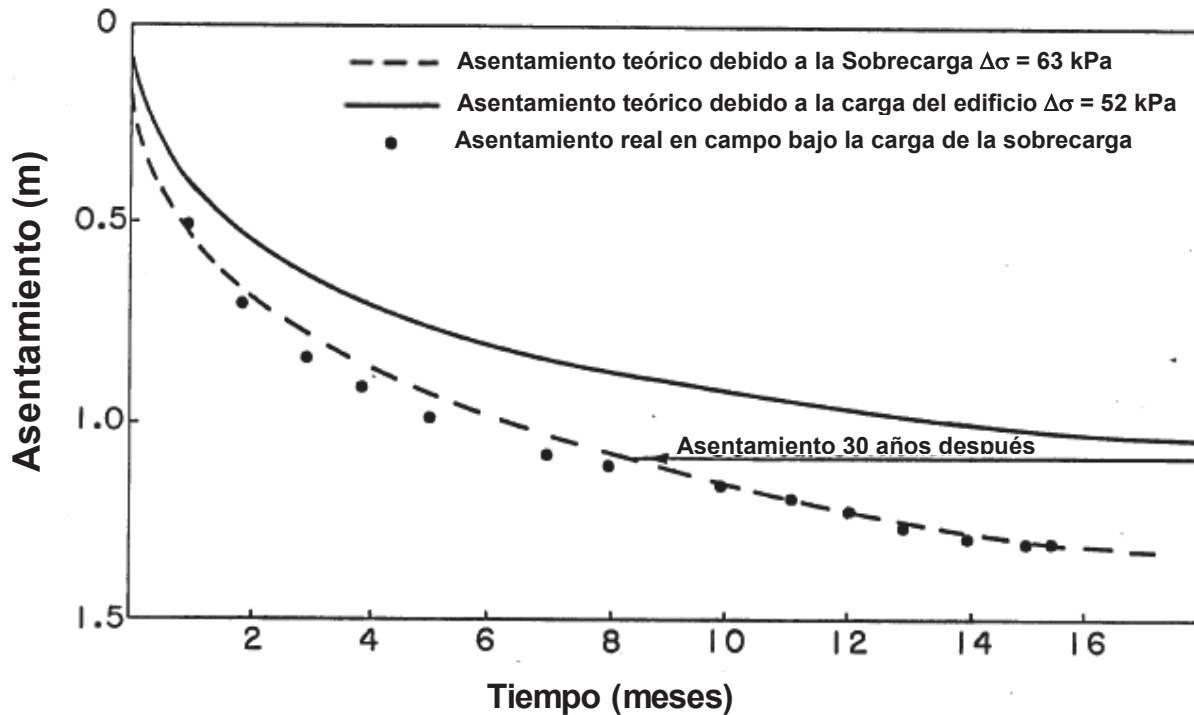


Figura 4.35.- Predicción teórica y datos del asentamiento en el campo (Edil, 1981).

Como se puede observar esta teoría modela el asentamiento que tiene lugar a lo largo de toda la profundidad del sitio en estudio. Esto incluye a la turba y a los estratos de suelos blandos subyacentes. El asentamiento debido a los desplazamientos laterales (deformación cortante) aparentemente también es tomado en cuenta por este modelo.

Limitaciones del modelo de Gibson y Lo (1961).

Actualmente no es posible predecir el comportamiento en campo a partir de las pruebas de laboratorio mediante el uso de este modelo, debido a dos cuestiones fundamentales:

- 1) Los parámetros reológicos usados en la teoría de Gibson y Lo (1961) son dependientes de la velocidad de deformación. Edil (1981) encontró que en el campo la velocidad de deformación es a menudo de 2 a 3 órdenes de magnitud más lenta, que en el laboratorio durante la compresión secundaria.
- 2) Los resultados de las pruebas de laboratorio no representan el comportamiento deformable real de la turba en campo debido; (1) a la ausencia de los desplazamientos laterales y (2) por el efecto de la biodegradación que sufre la materia orgánica de la turba durante la prueba de consolidación.

4.9. Conclusiones.

El comportamiento de la deformabilidad de la turba fibrosa en el laboratorio para bajos niveles de esfuerzo aplicado presenta cuatro etapas de deformación, que son: la instantánea, la primaria, la secundaria y la terciaria. Mientras que para niveles mayores de esfuerzo aplicado no es posible distinguir el final e inicio de las etapas primaria y secundaria respectivamente.

Por el contrario, la deformabilidad de la turba fibrosa en el campo para bajos o altos niveles de esfuerzo aplicado presenta básicamente dos etapas que son: la primaria y la secundaria.

En el campo la magnitud de la etapa instantánea es prácticamente despreciable, mientras que la etapa terciaria *no se presenta*, ya que ésta es el resultado de la biodegradación que sufre la materia orgánica de las muestras de turba fibrosa desde su muestreo hasta la etapa de prueba en el laboratorio.

Cuando se pretende analizar el asentamiento total de un sitio donde se pretende construir una estructura, es importante tomar en cuenta el comportamiento deformable tanto del estrato de turba como de los estratos blandos subyacentes, ya que la porción correspondiente al asentamiento a largo plazo (compresión secundaria) de estos estratos blandos, puede ser muy significativa e incluso puede llegar a ser mayor que la porción correspondiente al estrato de turba.

Por otro lado la permeabilidad tanto en campo como en laboratorio presenta el mismo comportamiento, el cual establece que la turba en condiciones naturales (antes de la aplicación de cargas) posee una permeabilidad comparable con la de una arena fina, sin embargo a medida que el proceso de deformación avanza (aplicación sucesiva de cargas) su permeabilidad se reduce en gran medida a un valor comparable al de una arcilla franca (10^{-9} m/s).

Debido a que los suelos de turba fibrosa no cumplen con las hipótesis de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925), no es posible predecir el asentamiento esperado mediante la aplicación de esta teoría. Por el contrario, la teoría de Gibson y Lo (1961) se ajusta muy bien al comportamiento del asentamiento en campo y laboratorio, mediante la determinación de sus parámetros reológicos, a través de un proceso matemático muy simple.

Cuando se habla de determinar el asentamiento en campo mediante la teoría de Gibson y Lo (1961), se debe tener presente que el asentamiento por determinar corresponde al *asentamiento total* producto de los diferentes estratos compresibles presentes en el sitio en estudio. Los parámetros reológicos que se determinan para obtener el *asentamiento total* toman en cuenta el comportamiento deformable de los diferentes estratos compresibles.

La determinación de los parámetros reológicos para el modelo de Gibson y Lo (1961), deben obtenerse, mediante el uso de terraplenes de prueba los cuales deberán de ser sobrecargados con el doble de la carga de diseño, como valor máximo. El hecho de que los parámetros reológicos se determinen de terraplenes de prueba y no de las muestras ensayadas en laboratorio se debe básicamente a tres factores: el primero a la diferencia que existe entre las velocidades de deformación que se tienen en campo y en laboratorio, es decir, en campo la velocidad de deformación de los depósitos de turba es mucho menor (2 a 3 veces) que la que se presenta durante las pruebas de laboratorio; el segundo factor se debe a la ausencia de los desplazamientos laterales en las pruebas de laboratorio debido al confinamiento radial que le proporciona el anillo y el tercer factor al proceso de biodegradación que sufre la materia orgánica de las muestras de turba que se ensayan en el laboratorio, lo que trae consigo una alteración en el comportamiento deformable de la turba.

5. RESISTENCIA CORTANTE DE LA TURBA FIBROSA.

5.1. Introducción.

La resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, es sin duda, una de las propiedades mecánicas más importantes para la ingeniería geotécnica, ya que es requerida en muchas situaciones prácticas, como lo son:

- Determinación de la capacidad de carga de las cimentaciones.
- Diseño y análisis de estructuras de retención.
- Diseño y análisis de la estabilidad de taludes naturales y artificiales.

Por lo tanto, el primer punto importante antes de iniciar con este capítulo es definir, lo que se entiende como *resistencia cortante en los suelos*.

Cuando sometemos a una masa de suelo a un incremento de esfuerzos, producidos por algún tipo de estructura u obra de ingeniería, se generan en el suelo en cuestión, *esfuerzos que tratarán de mantener el equilibrio existente, antes de la aplicación de la sollicitación externa*, es decir, cuando la carga exterior aplicada tiene una magnitud tal que supera a la resultante de los esfuerzos interiores de la masa del suelo, se romperá el equilibrio existente y se producirá lo que denominaremos, de aquí en adelante, *un plano de Falla o de deslizamiento* que no es otra cosa que el plano en el cual una masa de suelo tiene un movimiento relativo con respecto de otra (ver figura 5.1).

En el caso particular de los suelos de turba fibrosa, en condiciones naturales, usualmente poseen una muy baja resistencia al esfuerzo cortante y en consecuencia una baja capacidad de carga. La determinación de la resistencia cortante en la turba fibrosa es un trabajo complicado, ya que depende de factores, tales como: contenido de fibras, contenido de agua, contenido y grado de descomposición de la materia orgánica.

Este capítulo estará destinado a tratar de manera particular la resistencia cortante de los suelos de turba fibrosa.

Por lo tanto, el primer tema a tratar en este capítulo será, el desarrollo de la resistencia cortante tanto en los suelos minerales como en los suelos de turba fibrosa, cuyo objetivo es conocer sus diferentes comportamientos en cuanto a la resistencia cortante.

El segundo tema corresponde a la determinación de la resistencia cortante de la turba fibrosa en campo y laboratorio.

El último tema que se analiza en este capítulo es el correspondiente al incremento de la resistencia cortante de la turba fibrosa debido al proceso de consolidación.



Figura 5.1.- Plano de falla por debajo de una base apoyada sobre arena (Leoni, 1987).

5.2. Desarrollo de la resistencia cortante en los suelos minerales y de turba.

Al igual que en el proceso de deformación de la turba, el contenido de fibras tiene un efecto importante en el comportamiento de la resistencia cortante. Una turba con muy poco contenido de fibras (amorfo menos de 33% de contenido de fibras) tiene un comportamiento en cuanto a su resistencia cortante similar al de los suelos minerales (arena, arcilla o limo).

Desarrollo de la resistencia cortante en los suelos minerales.

La resistencia cortante en un suelo mineral se desarrolla por la cohesión entre las partículas y la resistencia por fricción entre los granos.

- **Concepto de fricción**

Si se pudiera realizar una ampliación (zoom) a una porción del plano de falla o de deslizamiento que se presenta en la figura 5.1, se observaría que este plano no atraviesa los granos de la arena que conforman la masa del suelo (ver figura 5.2a), sino que el deslizamiento que se produce ocurre entre grano y grano (ver figura 5.2b) lo que equivale a decir que la resistencia que ofrece una masa de suelo frente al deslizamiento de la otra, tiene que ver con las fuerzas por fricción que se desarrollan entre los granos que la conforman.

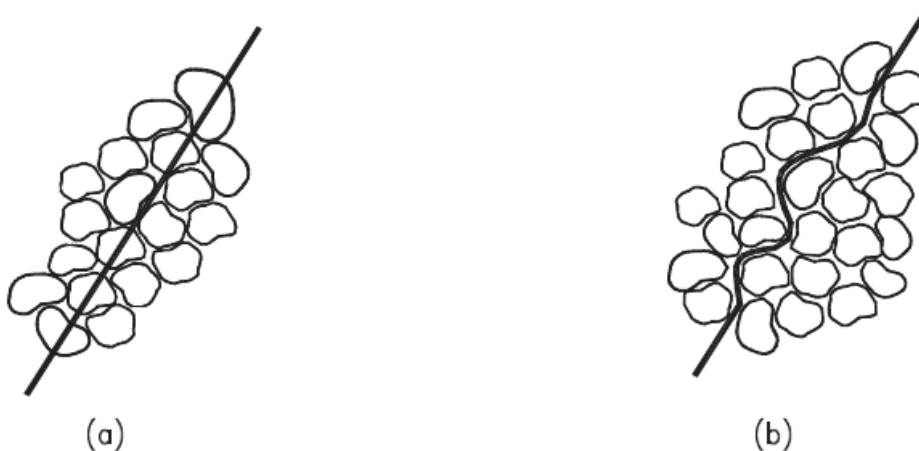


Figura 5.2.- Plano de deslizamiento: a) Atravesando los granos y b) Entre los granos (Leoni, 1987).

Se entiende también, en este aspecto que cuanto más granos entren en contacto entre sí por unidad de superficie, mayor será el esfuerzo necesario para que ocurra el deslizamiento (Interviene aquí la compacidad del suelo, o la relación de vacíos del mismo).

En este mismo sentido, se deduce fácilmente que cuanto más angulosos y trabados se encuentren los granos, y cuanto mayor sea el coeficiente de fricción del material que lo compone, mayores serán las fuerzas de fricción que se desarrollarán.

Para interpretar mejor el fenómeno analicemos el plano "OA" que se muestra en la figura 5.3 el cual se encuentra articulado en "O" de tal forma que el ángulo " α " pueda variarse a voluntad. Si sobre este plano apoyamos un cuerpo de peso " W " y cuya área de contacto con el plano sea el área " A ", para un valor cualquiera del ángulo " α " tendremos una fuerza $F = W \text{ sen } \alpha$, que tratará de deslizar al cuerpo sobre el plano. A esta fuerza " F " se le opondrá otra igual y de sentido contrario " f_n ", que dependerá de las características friccionantes de los materiales. Si aumentamos paulatinamente el ángulo " α ", llegará un momento en que $F = f_n$ en este momento diremos que el deslizamiento es inminente ya que se ha alcanzado el valor máximo de la fuerza de fricción (f_n), a este ángulo α lo denominamos ángulo de fricción del material y lo representaremos con la letra ϕ .

$$\frac{F}{N} = \text{tg} \alpha \quad (5.1)$$

$$F = N \text{tg} \alpha \quad (5.2)$$

$$\text{si } F < f_n \Rightarrow \alpha < \phi \quad (5.3)$$

$$\text{si } F = f_n \Rightarrow \alpha = \phi \quad \therefore f_n = N \text{tg} \phi \quad (5.4)$$

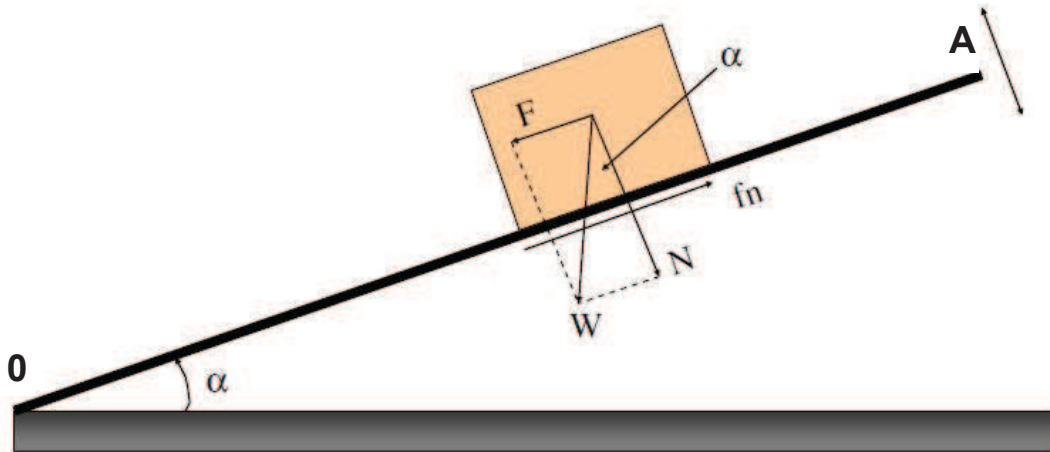


Figura 5.3.- Plano de inclinado (Leoni, 1987).

Este simple ejemplo, conocido como “plano inclinado”, nos permite establecer las siguientes conclusiones:

a) La magnitud de la fuerza de fricción (f_n) disponible es directamente proporcional a la fuerza normal al plano de deslizamiento y al ángulo de fricción del material ϕ . Si uno de estos dos valores es nulo, no hay fuerza de fricción.

b) Si la magnitud de la fuerza que intenta producir el desplazamiento es menor que $N \cdot \text{tg } \phi$, solo se pone de manifiesto una parte de la fuerza de fricción (f_n) disponible y por lo tanto no hay deslizamiento.

c) El ángulo de fricción del material ϕ es el valor límite del ángulo de oblicuidad α .

Estas conclusiones pueden extrapolarse a otras situaciones. Supongamos el caso de una arena limpia y seca, o sea en la que no exista ninguna fuerza de unión entre sus granos (no hay cohesión).

El máximo ángulo con el que se podrá construir un talud con dicha arena tendrá un ángulo ϕ con respecto a la horizontal, ya que a un grano de arena apoyado sobre este talud se le podría aplicar el mismo esquema de la figura 5.3.

A este ángulo ϕ se lo denomina en Mecánica de los Suelos **ángulo de fricción interna del material**.

En arenas y otros materiales sin cohesión, la resistencia al deslizamiento sobre cualquier plano a través del material se basa en las consideraciones anteriormente expuestas, es decir, que depende de la presión normal al plano y del ángulo de fricción interna.

Sin embargo la resistencia por fricción en arenas es algo más compleja de lo que hemos visto en cuerpos sólidos; ya que es la suma de la resistencia por fricción entre sus granos y de otra fricción debida al rodamiento de los mismos.

En las arenas limpias donde no hay adhesión u otra forma de unión entre sus granos, el término de fricción es sinónimo de resistencia al corte, ya que de la figura 5.3 tenemos que:

$$f_n = N \operatorname{tg} \phi \quad (5.5)$$

Si dividimos por el área "A" de contacto tendremos que la resistencia al corte para arenas limpias es:

$$\frac{f_n}{A} = \frac{N \operatorname{tg} \phi}{A} \quad (5.6)$$

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi \quad (5.7)$$

donde:

τ = Esfuerzo cortante.

σ_n = Esfuerzo normal al plano de falla o de deslizamiento.

ϕ = Ángulo de fricción interna del material.

- **Concepto de cohesión**

Hay suelos como las arcillas por ejemplo, donde además de los esfuerzos por fricción, existen otros factores que se suman al momento de evaluar la resistencia final del esfuerzo cortante.

Si tenemos una arcilla que haya soportado, a través de su historia geológica, sobrecargas tales como estratos que luego fueron erosionados, glaciares, estructuras, etc. podemos decir que se encuentra preconsolidada. Cuando extraemos una muestra de este material, y la protegemos convenientemente de las pérdidas o de los incrementos del contenido de agua, observaremos que una parte importante de las presiones intergranulares a las que estuvo sometida en su proceso de consolidación, es retenida por efecto de la acción capilar sobre la superficie de la muestra. Es decir que por acción del fenómeno de “capilaridad”, actúa sobre los granos de la muestra una tensión superficial, que provoca una resistencia adicional al esfuerzo cortante, que se suma a la definida en la ecuación 5.7 y a la que llamaremos “**cohesión aparente**”. Este nombre deriva por la circunstancia de que es un valor relativo y no permanente ya que depende del contenido de agua que tenga la muestra de suelo.

Supongamos como ejemplo que intentamos pegar un grano de arena fina con otro grano de arena del mismo tamaño, si los dos granos están secos, de ninguna manera se unirán (ver figura 5.4a). Pero si hay una pequeña capa de agua sobre los mismos, es posible que se unan de tal manera que la tensión superficial que desarrolla el menisco que se forma por la unión de los granos, soporte el peso del grano y que el mismo se “pegue” al otro (ver figura 5.4b).

Esta unión entre granos en una arena fina con tamaños de granos del orden de los 0.5 mm (500 μ) es muy débil, ya que las fuerzas de gravedad (peso del grano) son muy importantes comparadas con los esfuerzos de atracción que genera la tensión superficial.

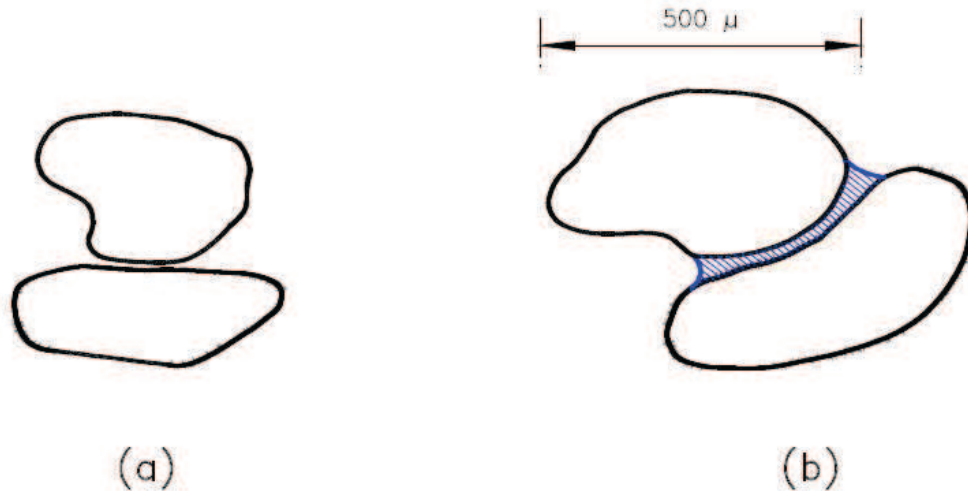


Figura 5.4.- Capilaridad entre granos de arena (Leoni, 1987).

Este fenómeno sin embargo es de potencial importancia entre las partículas de arcillas que son 500 veces más pequeñas que el grano de arena fina de nuestro ejemplo anterior ($< 2 \mu$) y donde la forma de las mismas dejan de ser redondeadas para pasar a ser laminares, (ver figura 5.5).

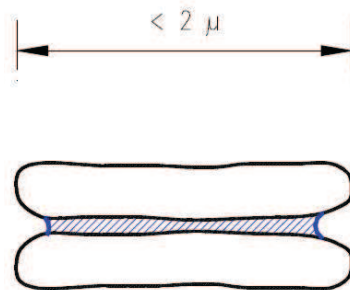


Figura 5.5.- Capilaridad entre laminas de arcilla (Leoni, 1987).

Este fenómeno de atracción entre partículas en los suelos finos, (limos y arcillas) se conoce con el nombre de “**cohesión aparente**”.

En muchas arcillas esta atracción entre partículas como consecuencia de la tensión superficial, se pierde rápidamente si la muestra se sumerge en agua, ya que la muestra absorbe agua, los meniscos aumentan de radio con lo cual los esfuerzos que mantienen unidas a las partículas disminuyen, las partículas se

separan y la muestra se desgrana totalmente o en trozos, perdiendo de esta forma la cohesión aparente debida a la tensión superficial.

En otros tipos de arcilla esta pérdida de cohesión no se manifiesta cuando son sumergidas en agua. Evidentemente en estos casos las partículas son retenidas por fuerzas de otro tipo, que no alcanzan a ser destruidas, por la inmersión en agua.

Estas fuerzas pueden ser de carácter electrostático, que son generadas por la película de agua absorbida que se forma sobre cada partícula, o se deriva de agentes cementantes naturales o no, como es el caso del cemento Portland cuando lo mezclamos con suelos para hacer suelo-cemento.

A esta forma casi permanente de resistencia al corte, o resistencia al desplazamiento relativo de partículas adyacentes motivada por esta fuerza de origen interno se la denomina “**cohesión verdadera**”.

Tanto la cohesión aparente como la verdadera reciben el nombre general de “**cohesión**” y se identifica en la Mecánica de suelos con la letra “**c**”.

De esta forma, la ecuación (5.7) toma la siguiente forma general conocida como **ecuación de Coulomb**:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi \quad (5.8)$$

donde:

c = Cohesión.

τ = Esfuerzo cortante.

σ_n = Esfuerzo normal al plano de falla o de deslizamiento.

ϕ = Ángulo de fricción interna del material.

Desarrollo de la resistencia cortante en los suelos de turba fibrosa.

El desarrollo de la resistencia cortante en una turba fibrosa, se presenta de manera totalmente diferente a la de los suelos minerales.

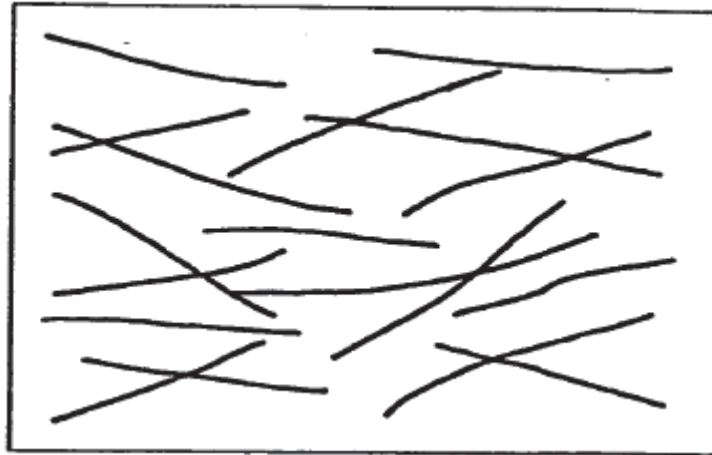
En su estado natural (*estructura suelta*), las fibras orgánicas de la turba tienden a estar orientadas y superpuestas como se observa en la figura 5.6a. En este estado las fibras están rodeadas por agua y la matriz del suelo tiene una baja resistencia cortante. La mayor parte de la resistencia cortante en esta condición se debe a la cohesión aparente debida a la presencia de partículas de suelo mineral y al enmarañamiento de las fibras.

Durante la compresión, las fibras tienden a alinearse perpendicularmente a la dirección del esfuerzo aplicado, el agua es expulsada y las fibras entran en contacto entre sí (ver figura 5.6b). Las fibras en esta nueva condición (*estructura comprimida*) actúan como un reforzamiento de la resistencia cortante, *el cual es función de la fricción entre las fibras y de la resistencia a la tensión de estas mismas*. En esta condición, la resistencia cortante se deriva básicamente de la resistencia de las fibras (componente por fricción), ya que la cohesión aparente es relativamente pequeña.

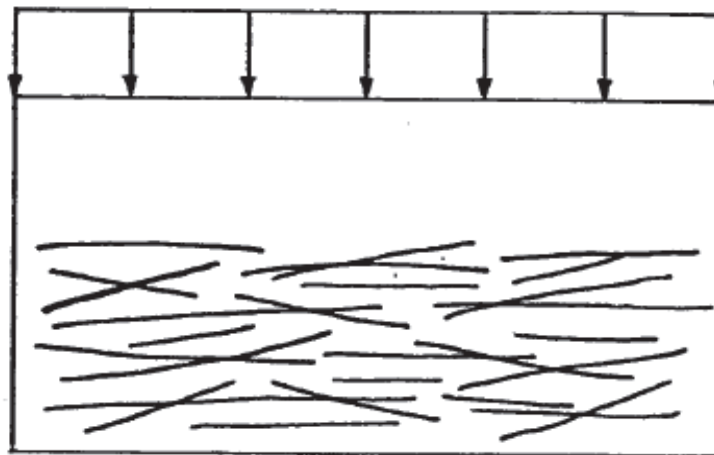
Por lo tanto, cuando el suelo de turba es sometido a esfuerzos, las fibras orgánicas se orientan más y se acercan entre ellas lo que resulta en un gran incremento en la resistencia cortante por el efecto del reforzamiento brindado por las fibras.

Macfarlane 1969, Helenelund 1975b, Landva 1980a, afirman que la resistencia cortante de la turba fibrosa es menor en el plano horizontal que en el vertical. Esto se debe a que cuando la turba es cortada paralelamente a las fibras (horizontalmente), el efecto de reforzamiento por la superposición de las fibras se pierde y por lo tanto el suelo falla al deslizarse las fibras unas sobre otras.

La presencia y cantidad de las fibras modifica el comportamiento de la resistencia cortante de la turba, ya que las fibras constituyen un reforzamiento a la matriz del suelo lo cual proporciona esfuerzo efectivo donde no lo hay, lo que a su vez, induce anisotropía en lo que respecta a su resistencia cortante.



a) Estructura suelta



b) Estructura comprimida

Figura 5.6.- Efecto de la compresión en la estructura de la turba fibrosa: a) Suelta y b) Comprimida (Gruen, 1982).

5.3. Determinación de la resistencia cortante de la turba.

Debido a que los depósitos de turba suelen encontrarse por debajo del nivel de agua del sitio (pantanos), es una práctica común el uso de la resistencia al corte no drenada y de los esfuerzos totales en el análisis de la evaluación de la estabilidad durante y al final de la construcción de una estructura.

Para estimar la resistencia al corte de la turba, la ingeniería geotécnica se ha visto en la necesidad de recurrir al uso de varias técnicas de prueba, tanto en laboratorio como in situ desarrolladas originalmente para suelos minerales.

Las pruebas in situ son rápidas y suelen utilizarse para evitar mucho de los problemas asociados con la recuperación de muestras inalteradas del suelo. En el caso particular de la turba fibrosa *la prueba de veleta de corte* es la técnica más utilizada para determinar su resistencia al corte no drenada. Sin embargo esta técnica determina la resistencia cortante de manera indirecta, a través de correlaciones con las dimensiones de la veleta y de la torsión aplicada.

Por otro lado las pruebas de laboratorio proporcionan de manera directa la resistencia cortante, por lo cual, se requieren de muestras de buena calidad, las cuales no son fáciles de obtener en este tipo de suelo. Las pruebas de laboratorio más comúnmente utilizadas para determinar la resistencia cortante de la turba son *las pruebas de corte directo y de compresión triaxial consolidada-no drenada (CU)*.

- ***Prueba de Veleta de Corte en Campo.***

La prueba de veleta de corte (ASTM D2573) es la más comúnmente utilizada in situ para medir la resistencia cortante no drenada (s_{uv}) de la turba. La veleta consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla, como se muestra en la figura 5.7. La altura (H), de la veleta suele ser dos veces su diámetro (D) y puede ser rectangular o trapezoidal (ver figura 5.7). Las dimensiones típicas de las veletas usadas en el campo se presentan en la tabla 5.1.

La prueba consiste en empujar las paletas en el suelo, mediante un barreno sin alterar apreciablemente el suelo. Se aplica un par de torsión en la parte superior de la varilla para hacer girar las paletas a una velocidad de 0.1 °/s. Esta rotación inducirá la falla de forma cilíndrica en el suelo que rodea a las paletas, procediendo a medir el par de torsión máximo aplicando (T) que causa la falla.

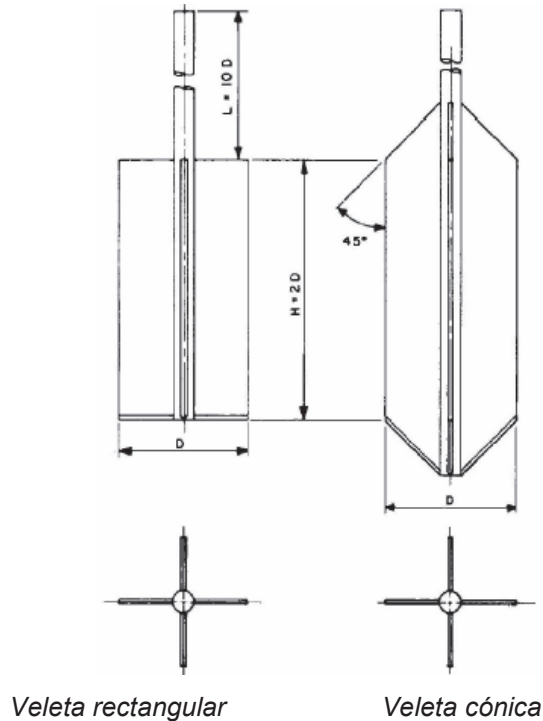


Figura 5.7.- Tipos de veletas, ASTM D2573

TABLA 5.1 Dimensiones recomendadas para la veletas de campo ^(a)
(ASTM D2573)

Tamaño	Diámetro, mm (plg)	Altura, mm (plg)	Espesor de la lámina, mm (plg)	Diámetro de la varilla, mm (plg)
AX	38.1 (1 ½)	76.2 (3)	1.6 (1/16)	12.7 (1/2)
BX	50.8 (2)	101.6 (4)	1.6 (1/16)	12.7 (1/2)
NX	63.5 (2 ½)	127.0 (5)	3.2 (1/8)	12.7 (1/2)
101.6 mm (4") ^(b)	92.1 (3 5/8)	184.1 (7 ¼)	3.2 (1/8)	12.7 (1/2)

(a).- La selección del tamaño de la veleta está relacionada directamente con la consistencia del suelo que se va a ensayar; para suelos más blandos el diámetro de la veleta deberá ser mayor.

(b).- Diámetro interior.

Por la tanto la resistencia al corte no drenada de la prueba de veleta (s_{uv}) se determina de acuerdo con la siguiente expresión matemática:

$$s_{uv} = \frac{T}{K} \quad (5.9)$$

donde:

s_{uv} = Resistencia al corte no drenada de la prueba de veleta.

T = Par de torsión máxima.

K = Constante que depende de las dimensiones y la forma de la veleta, (ver tabla 5.2).

D = Diámetro de la veleta.

H = Altura de la veleta.

d = Diámetro de la varilla

TABLA 5.2 Valores de la constante K

Tipo de veleta	Valor de K (unidades SI)
Rectangular	$K = \frac{\pi}{10^9} \frac{D^2 H}{2} \left(1 + \frac{D}{3H} \right) \quad (5.10)$
Cónica H=2D, conicidad a 45°	$K = \frac{1}{10^9} \left[\pi D^3 + 0.37(2D^3 - d^3) \right] \quad (5.11)$

Landva (1980b) establece que la prueba de veleta de corte no es un método confiable para determinar la resistencia al corte no drenada, en los suelos de turba fibrosa por las siguientes razones:

- La prueba de veleta tiende a sobreestimar la resistencia al corte no drenada real, por lo que no es una prueba conservadora.

- El valor de la resistencia es una función del tamaño de la veleta, grandes veletas producen valores más bajos de resistencia, esto posiblemente se debe al efecto de las fibras.
- Cuando la veleta es insertada en la turba, el drenaje ocurre rápidamente, lo que resulta en compresión y un valor aparentemente alto de resistencia cortante.
- La gran mayoría de las situaciones prácticas requieren de parámetros de corte que reflejen el cambio en la resistencia con variaciones en los esfuerzos del entorno y la historia de carga. La prueba de veleta de corte no puede simular estas situaciones.

Sin embargo independientemente de lo menciona por Landva (1980b) se pueden realizar algunas correcciones a los valores de la resistencia obtenida de la prueba de veleta (s_{uv}).

Para fines de diseño, los valores de la resistencia cortante no drenada obtenidos con la prueba de veleta de corte (s_{uv}) son muy altos tanto para los suelos minerales como para las turbas fibrosas, por lo cual es necesario aplicar un factor de reducción como se observa en la siguiente expresión matemática:

$$s_u = \mu s_{uv} \quad (5.12)$$

donde:

s_u = Resistencia al corte no drenada para fines de diseño.

s_{uv} = Resistencia al corte no drenada de la prueba de veleta.

μ = Factor de reducción.

Algunos investigadores establecen los siguientes rangos, para el factor de reducción (μ) en el caso particular de la turba fibrosa:

Golebiewska (1983) de 0.5 a 0.55

Landva y La Rochelle (1983) de 0.42 a 0.57

Hanzawa y otros (1994) de 0.50 a 0.67

Sin embargo, la movilización de la resistencia cortante no drenada (s_u) en un depósito de turba que falló bajo la carga de un terraplén se calculó con el 50% de s_{uv} , lo que indica que utilizar un valor de $\mu = 0.50$ o mayor, es muy arriesgado, por lo cual un valor adecuado sería $\mu = 0.40$.

Por otro lado, Edil (2003) recomienda usar en el caso de los suelos de turba fibrosa veletas con diámetros entre 55 y 110 mm, conservando la relación altura a diámetro igual a 2, esto con el fin de no obtener valores altos de s_{uv} en la prueba.

Noto (1991) también encontró que s_{uv} disminuye con el incremento de la velocidad de rotación, por lo que recomienda que para el caso de la turba fibrosa se adopte como velocidad estándar 1 °/s.

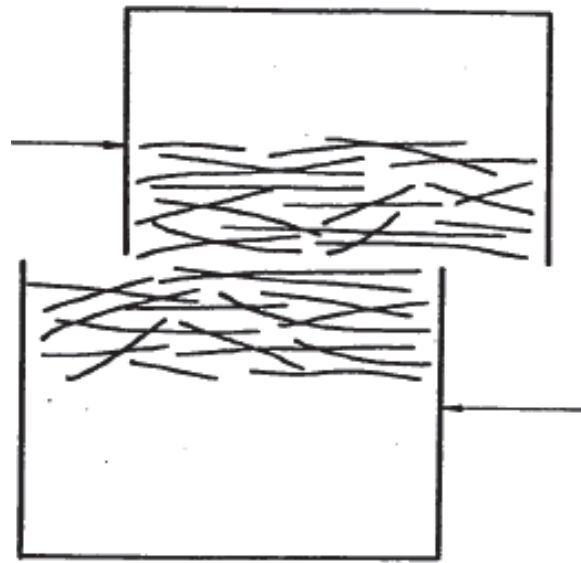
Hanrahan (1994), por el contrario a lo mencionado por Landva (1980b), *“reconoce las limitaciones de la prueba de veleta, pero considera que sigue siendo un método simple y útil para evaluar la variabilidad del suelo con la profundidad (estratos duros y blandos)”.*

- ***Pruebas de Corte Directo y de compresión triaxial.***

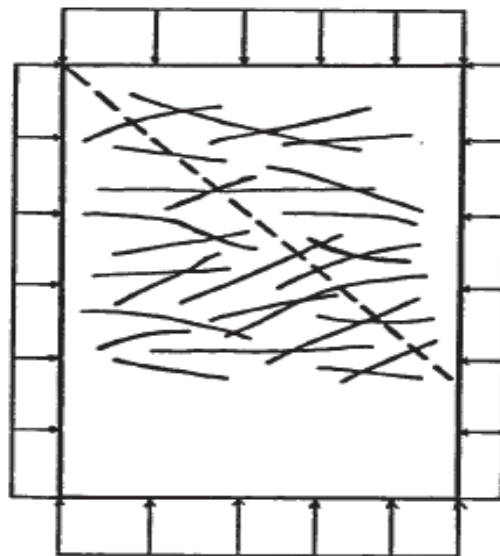
En general una gran discrepancia en la resistencia cortante se observa cuando los resultados de la prueba de corte directo son comparados con los de la prueba triaxial. Esto se debe a que en la prueba de corte directo, el plano de falla es obligado a ser paralelo a las fibras y el efecto de reforzamiento se pierde (ver figura 5.8). El modo real de deformación de un depósito de turba bajo un terraplén carretero u otra estructura se asemeja en la compresión triaxial. Por lo tanto, cuando determinamos la resistencia cortante de la turba para un terraplén o alguna estructura, la prueba de compresión triaxial es el mejor modelo. Sin embargo si la turba se expone a una carga horizontal y la falla se espera que ocurra en un plano paralelo a las fibras, la prueba de corte directo será la indicada para determinar la resistencia cortante.

Debido a que la movilización de la resistencia cortante es afectada significativamente por la acción de las fibras, como se mencionó anteriormente, cualquier variabilidad en el contenido de fibras dará como resultado una variación en el comportamiento cortante. Para turbas altamente fibrosas, el efecto de la fibra será muy dominante, en la medida en que la falla pueda ser alcanzada en la compresión triaxial, a menos que las propias fibras fallen en corte. Para turbas con un bajo contenido de fibras, el efecto de reforzamiento de las fibras será insignificante y una falla cortante se puede esperar que ocurra en la matriz, en una manera similar a los suelos minerales.

Por lo tanto, con base en lo mencionado en los dos párrafos anteriores y en virtud de que este trabajo de investigación está destinado al estudio del comportamiento de los suelos de turba fibrosa bajo la carga aplicada por terraplenes u otra estructura, la determinación de la resistencia cortante de la turba fibrosa será analizada en el siguiente tema de este capítulo mediante el uso exclusivo de las pruebas triaxiales.



a) Corte directo



b) Corte triaxial

Figura 5.8.- Modos de falla cortante: a) Corte directo y b) Corte triaxial (Gruen, 1982).

5.4. Análisis de la resistencia al corte de la turba mediante pruebas triaxiales.

El tipo de prueba triaxial más frecuentemente usada para la evaluación de la resistencia cortante de la turba fibrosa es la *consolidada-no drenada (CU)*. Esto se debe al hecho de que los resultados de las pruebas triaxiales en la turba fibrosa son difíciles de interpretar, ya que las fibras actúan como un reforzamiento, por lo que la falla raramente se obtiene en pruebas drenadas. Por otro lado si este tipo de prueba (drenadas) se realiza en una turba que posee una baja permeabilidad, podría tardar varios días para completarse.

Algunos investigadores (Adam, 1965; Dhowian y Edil, 1981 y Yamaguchi y otros, 1985) han estudiado las propiedades de la resistencia cortante de varios tipos de turba a través de pruebas de laboratorio y los resultados muestran que su comportamiento es esencialmente friccionante, con un alto ángulo de fricción efectivo y una relativamente baja o nula cohesión efectiva. Este alto valor está relacionado con la presencia de las fibras que interceptan el plano de falla, constituyendo así un refuerzo interno. Dhowian y Edil (1981) reportaron ángulos de fricción efectivos para la turba amorfa de 50° y entre 53° a 57° para la turba fibrosa.

En pruebas de compresión triaxial del tipo CU, efectuadas sobre la turba fibrosa, el alto valor obtenido del ángulo de fricción efectivo (ϕ') corresponde a la suma de *la resistencia proporcionada por la matriz del suelo y al efecto del reforzamiento de las fibras.*

De acuerdo a lo mencionado en el párrafo anterior es necesario poder determinar cuantitativamente el efecto del reforzamiento que las fibras le proporcionan a la resistencia cortante de la turba fibrosa.

El modelo de Hausmann y Lee (1976) puede ser adoptado para la turba considerando a las fibras como un reforzamiento de tensión. La condición de falla está cubierta *por el deslizamiento suelo-reforzamiento y por la ruptura del reforzamiento*. El primer mecanismo ocurre a bajas presiones; en este caso la contribución de la fibra a la resistencia es proporcional al esfuerzo contenido. El segundo mecanismo ocurre si el esfuerzo contenido por las fibras es alto, como las fibras no pueden ser expulsadas y la tracción en el reforzamiento supera su resistencia a la tensión; en este caso la contribución de la resistencia es absolutamente constante debido a que la resistencia a la tensión de las fibras es independiente del esfuerzo que contiene.

Landva y La Rochelle (1983) determinaron el ángulo de fricción residual de una turba usando pruebas de anillo de corte, asumiendo que el ángulo de fricción corresponde únicamente a la matriz del suelo. Para calcular la contribución de las fibras en la resistencia cortante, ellos trasladaron la línea de fricción residual en los círculos de Mohr (ver figura 5.9) hasta que se hizo tangente con el círculo de falla correspondiente al del suelo reforzado. Por lo tanto los parámetros de resistencia cortante obtenidos fueron: la cohesión (c_R) que no es insignificante y resume la contribución de las fibras y el ángulo de fricción de la matriz (ϕ'_m). Sin embargo, para tales cálculos, Landva y La Rochelle (1983) no consideraron que a bajas presiones la falla ocurra debido al deslizamiento suelo-reforzamiento. Consecuentemente este criterio es válido únicamente para altas presiones, donde la falla ocurre por ruptura del reforzamiento y el efecto de las fibras es considerado similar a un incremento en la cohesión.

Es razonable creer que el ángulo de fricción obtenido de muestras remoldeadas de turba, en pruebas triaxiales, está estrictamente relacionado con el ángulo de fricción de la matriz, ya que la estructura fibrosa se destruye y su contribución a la resistencia es insignificante. Por lo cual se puede considerar que este ángulo corresponde exclusivamente a la matriz del suelo.

En el apéndice E de este trabajo de investigación se presenta el análisis de la resistencia cortante de dos tipos de turbas italianas denominadas Correzzola y Adria, mediante el uso de pruebas triaxiales del tipo consolidada-no drenada (CU). El análisis se realiza con base en el modelo teórico presentado en los párrafos anteriores, con el cual se determina la contribución del reforzamiento de las fibras.

5.5. Incremento de la resistencia al corte de la turba con la deformación.

Investigaciones anteriores (Farrel y Hebib, 1998; Edil, 2001; Huat, 2004) han establecido que la resistencia cortante no drenada de los depósitos de turba puede incrementar significativamente con el proceso de deformación.

Dhowian (1978) llevó a cabo pruebas de compresión triaxial del tipo CU en muestras inalteradas de la turba fibrosa de Portage y observó un incremento de la resistencia cortante al incrementar el esfuerzo de consolidación, por lo que al graficar los diferentes incrementos de consolidación (σ'_{vc}) contra la resistencia cortante (s_u) correspondiente, encontró que la relación s_u/σ'_{vc} fue de 0.6 a 0.65. Dhowian (1978) *señaló que la deformación es más efectiva para incrementar la resistencia cortante no drenada en las turbas fibrosas que en las amorfas.*

La resistencia cortante no drenada se puede presentar como una *resistencia normalizada*, es decir, al dividir la resistencia cortante no drenada (s_u) entre el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v). Para los depósitos normalmente consolidados, la relación s_u/σ'_v proporciona un medio para estimar el incremento de la resistencia cortante no drenada con la profundidad. Del mismo modo para las etapas de construcción o precarga, esto proporciona un medio que permite estimar la resistencia cortante no drenada ganada debido al proceso de deformación cuando se expresa como s_u/σ'_{vc} .

Edil (2001) estudio tanto en laboratorio como en campo el efecto que tiene el contenido orgánico en la resistencia normalizada de los suelos orgánicos y la turba (amorfa y fibrosa), encontrando lo siguiente:

- En el laboratorio la resistencia normalizada (s_u/σ'_v) obtenida mediante pruebas triaxiales del tipo CU se encuentra entre el rango de 0.5 y 0.8 (ver figura 5.10a).

- Mientras que en el campo la resistencia normalizada (s_u/σ'_v) obtenida mediante pruebas de veleta de corte, presentó una mayor dispersión en los datos obtenidos y su rango es de 0.3 a 1.5 (ver figura 5.10b).

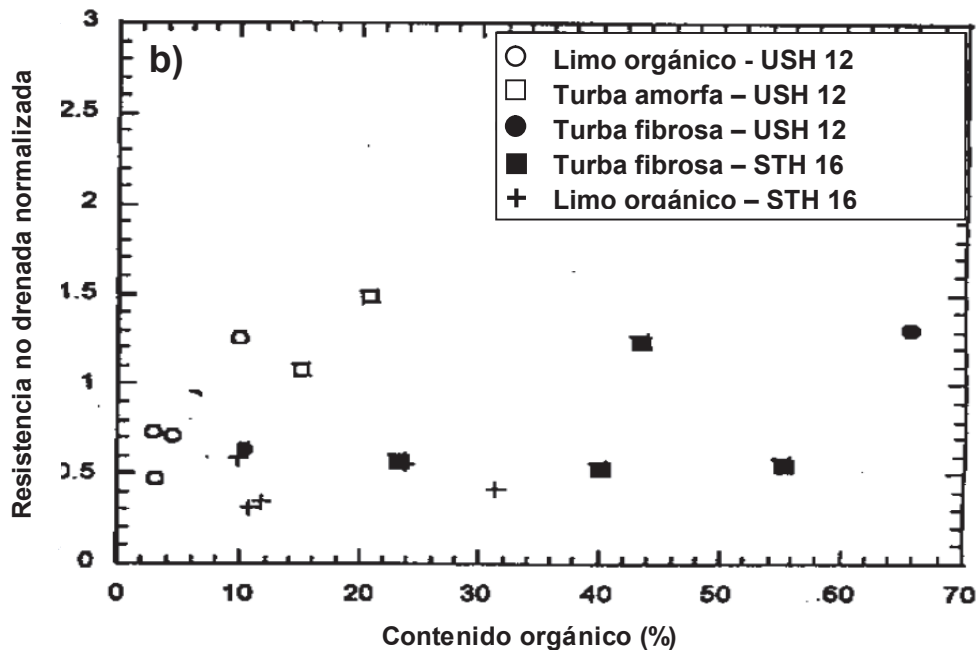
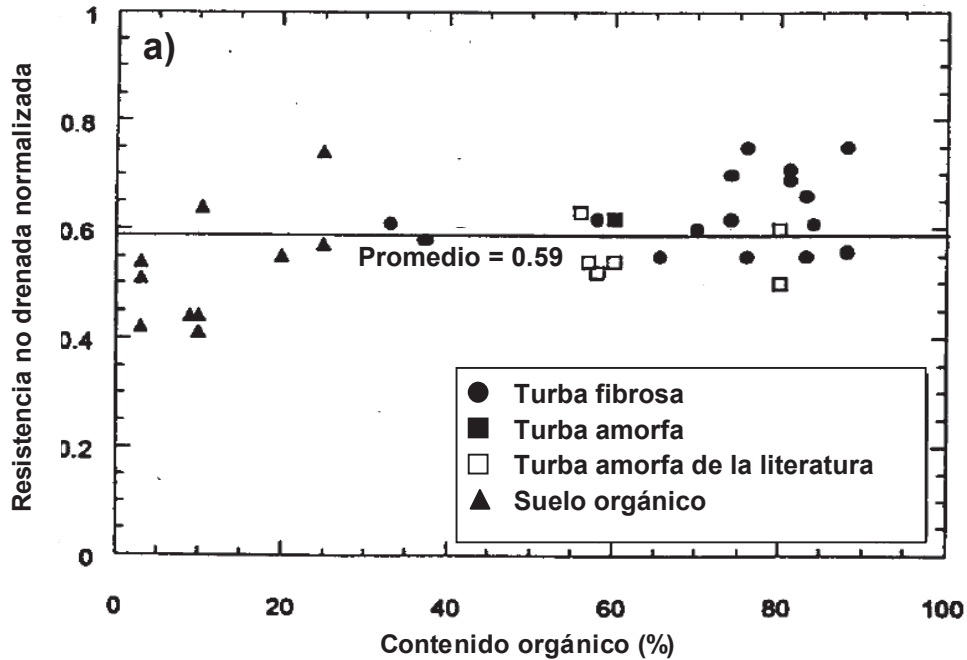


Figura 5.10.- Relación entre s_u/σ'_v y el contenido orgánico para las turbas: a) Pruebas triaxiales del tipo CU y b) Pruebas con veleta de corte (Edil, 2001)

Los datos de la figura 5.10 indican que no hay una dependencia directa de la resistencia normalizada con el contenido orgánico. Sin embargo Edil (2001) menciona que para los suelos orgánicos, especialmente aquellos con un contenido orgánico menor del 20%, presentan una menor resistencia normalizada en comparación con la turba. Sin embargo este valor es mayor en comparación con los valores típicos de las arcillas inorgánicas comprendidos entre 0.20 y 0.25.

Landva y La Rochelle (1983) reportaron de manera similar a Edil (2001) valores altos de la resistencia normalizada para la prueba de veleta ($s_u/\sigma'_v = 1.23$) al compararlos con los valores obtenidos de las pruebas de anillo de corte ($s_u/\sigma'_v = 0.5$ a 0.7).

Por otro lado, en un estudio realizado por Farrel y otros (1998) se mostró que no hay diferencia en las tendencias de los resultados tanto para pruebas de consolidación en condiciones isotrópicas como anisotrópicas. En la figura 5.11 se grafica el incremento de la resistencia no drenada contra el incremento del esfuerzo efectivo de consolidación, cuya relación s_u/σ'_{vc} es igual a 0.45.

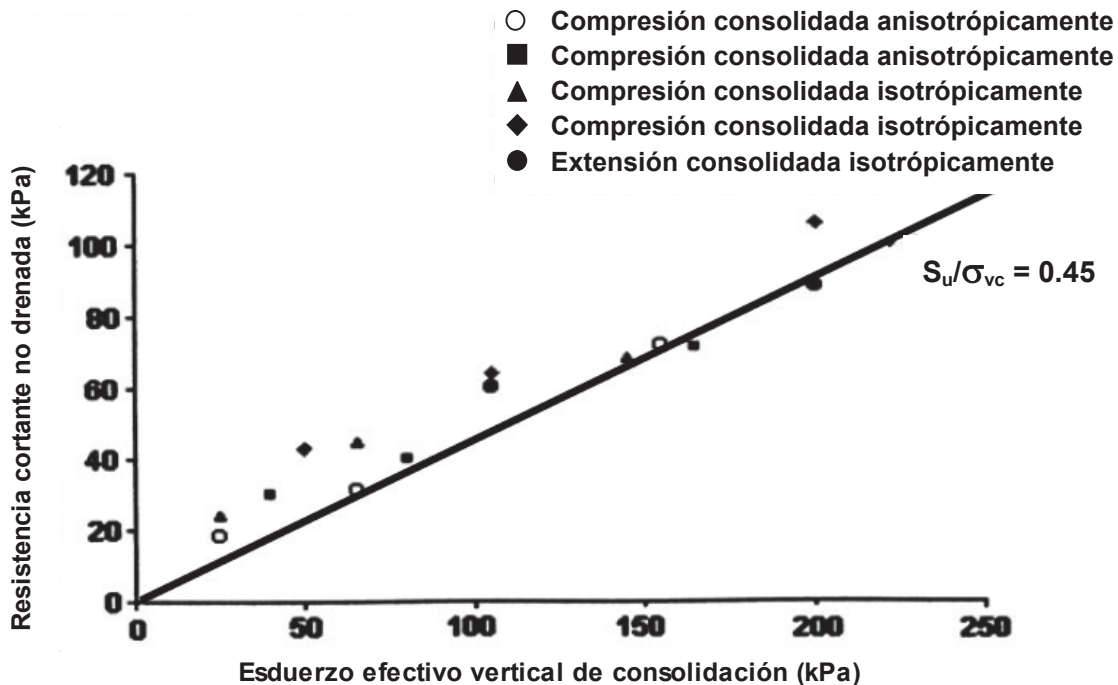


Figura 5.11.- s_u vs σ'_{vc} en el laboratorio (Farrel y otros, 1998).

A continuación se presentan dos métodos para evaluar el incremento de la resistencia cortante en los suelos de turba debido al proceso de deformación.

El incremento en la resistencia cortante de una arcilla debido al incremento del esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) se presenta esquemáticamente en la figura 5.12, la cual se encuentra dividida en tres etapas.

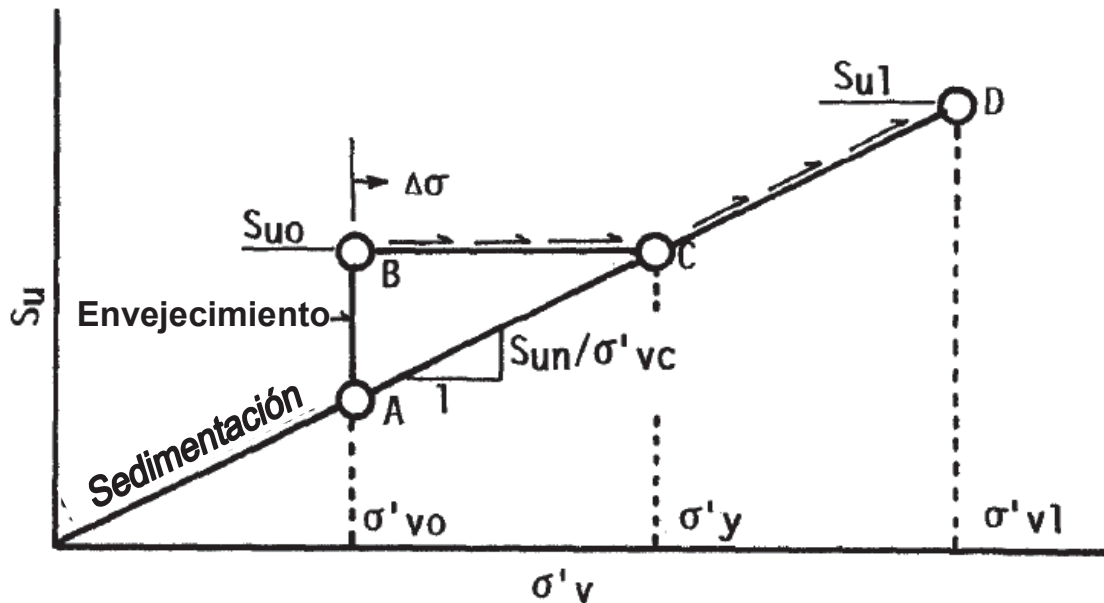


Figura 5.12.- Esquema de variación de s_u con el σ'_v (Hanzawa, 1994).

En la primera etapa se observa una sobrecarga, producto de la sedimentación (punto A) y debido a la estructura adicional desarrollada por el efecto del *envejecimiento* la resistencia cortante in situ (s_{u0}) se encuentre por encima (punto B) de la resistencia cortante en el estado normalmente consolidado (punto A). En la segunda etapa cuando se aplica un esfuerzo adicional, se considera que la resistencia cortante (s_{u0}) se mantiene constante hasta que el esfuerzo vertical (σ'_v) sea igual al *esfuerzo de preconsolidación* (σ'_y), punto C. En la tercera etapa cuando el esfuerzo vertical se incrementa más allá de σ'_y la resistencia cortante (s_{u0}) aumenta de acuerdo con la pendiente de la línea dada para el estado normalmente consolidado ($s_{un}/\sigma'_{vc} \times \sigma'_v$) y cuando la resistencia

cortante (s_{u1}) correspondiente al punto D se obtiene, es posible determinar el esfuerzo vertical (σ'_{v1}) y grado de consolidación (U) correspondientes, de acuerdo con las expresiones matemáticas 5.13 y 5.14, respectivamente.

$$\sigma'_{v1} = s_{u1} \div s_{un} / \sigma'_{vc} \quad (5.13)$$

$$U = (\sigma'_{v1} - \sigma'_{v0}) / \Delta\sigma \quad (5.14)$$

donde:

σ'_{v0} = Esfuerzo efectivo que posee el suelo en su estado natural (sin carga).

s_{u1} = Resistencia cortante determinada en la etapa sobreconsolidada.

s_{un}/σ'_{vc} = Resistencia cortante normalizada.

σ'_{v1} = Esfuerzo efectivo del suelo en la etapa sobreconsolidada.

$\Delta\sigma$ = Esfuerzo inducido por alguna estructura.

U = Grado de consolidación.

Debido a que la mayoría de los suelos de turba no han estado sujetos a esfuerzos de sobrecarga, es posible aplicar el concepto arriba explicado, para el caso de terraplenes u otra estructura construidos sobre estos.

Para el uso del *primer método* despejamos el σ'_{v1} de la expresión matemática 5.14 y se iguala con la expresión 5.13 con lo que se obtiene la expresión matemática 5.17 con la cual podemos determinar el incremento de la resistencia cortante en función del esfuerzo inducido por una estructura y del grado de consolidación:

$$\sigma'_{v1} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma U \quad (5.15)$$

$$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma U = s_{u1} \div s_{un} / \sigma'_{vc} \quad (5.16)$$

$$s_{u1} = (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma U) s_{un} / \sigma'_{vc} \quad (5.17)$$

donde:

s_{u1} = Resistencia cortante de la turba debido al proceso de deformación.

σ'_{v0} = Esfuerzo efectivo que posee el suelo en su estado natural (sin carga).

$\Delta\sigma$ = Incremento de esfuerzo debido a la estructura.

U = Grado de consolidación de la turba.

s_{un}/σ'_{vc} = Resistencia cortante normalizada.

Las variables de la expresión matemática 5.17 se obtienen de las siguientes maneras:

- El esfuerzo efectivo (σ'_{v0}) se obtiene del estudio de mecánica de suelos al determinar los esfuerzos geostáticos,
- El incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) es un dato de diseño que depende de las dimensiones y cargas de la estructura,
- El grado de consolidación (U) se determina mediante lecturas piezométricas durante el proceso de deformación del estrato de turba en estudio, y
- La resistencia normalizada s_{un}/σ'_{vc} se determina mediante una serie de pruebas triaxiales del tipo CU en las que se determina su resistencia al corte no drenada y se grafica con su correspondiente esfuerzo de consolidación. Se traza una línea recta entre los puntos graficados, la cual es obtenida mediante el método de regresión lineal y se determina su pendiente la cual corresponde a la relación s_{un}/σ'_{vc} . De acuerdo con Edil (2001) para el caso de las turbas el valor de la relación s_{un}/σ'_{vc} está comprendido entre 0.5 y 0.8.

El *segundo método* consiste en el uso del cono eléctrico para determinar el incremento de la resistencia cortante con la deformación. La resistencia cortante no drenada con el cono eléctrico se determina con la siguiente expresión matemática:

$$S_{u1(\text{cono})} = \frac{(q_c - \sigma_{v0} - \Delta\sigma)}{N_k} \quad (5.18)$$

donde:

$S_{u1(\text{cono})}$ = Resistencia cortante de la turba debido al proceso de deformación.

q_c = Resistencia por punta obtenida con el cono eléctrico.

σ_{v0} = Esfuerzo total que posee el suelo en su estado natural (sin carga).

$\Delta\sigma$ = Incremento de esfuerzo debido a la estructura.

N_k = Coeficiente de correlación.

Las variables de la expresión matemática 5.18 se obtienen de las siguientes maneras:

- La resistencia por punta (q_c) se obtiene de las lecturas del cono eléctrico,
- El esfuerzo total (σ_{v0}) se obtiene del estudio de mecánica de suelos al determinar los esfuerzos geostáticos,
- El incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) es un dato de diseño que depende de las dimensiones y cargas de la estructura, y
- El coeficiente de correlación N_k se obtiene mediante la determinación de la resistencia cortante (s_u) de una serie de pruebas triaxiales del tipo CU a diferentes profundidades del estrato de turba, las resistencias obtenidas se grafica con sus correspondientes valores

de $(q_c - \sigma_{v0})$ para la misma profundidad. Se traza una línea recta entre los puntos graficados, la cual es obtenida mediante el método de regresión lineal y entonces se determina el valor de N_K , el cual corresponde a la pendiente de la línea $(q_c - \sigma_{v0})/s_u$.

A partir de los resultados de la resistencia cortante no drenada obtenidos con el uso del cono eléctrico, mediante la expresión matemática 5.18, para una cierta profundidad, es posible ahora determinar su correspondiente esfuerzo efectivo y grado de consolidación a partir de las expresiones 5.13 y 5.14, para la misma profundidad.

5.6. Conclusiones.

El comportamiento de la resistencia cortante de un suelo de turba fibrosa difiere del que presenta un suelo mineral, debido al alto contenido de fibras. Cuando el suelo de turba fibrosa es sometido a un proceso de deformación las fibras entran en contacto entre sí y actúan como un reforzamiento de la resistencia cortante de la matriz del suelo, lo cual a su vez induce una condición de anisotropía para la resistencia cortante.

La resistencia al corte no drenada en campo se determina principalmente mediante la prueba de veleta de corte, la cual proporciona valores altos de esta resistencia, por lo que, se recomienda tomar como valor de diseño el 40% del valor obtenido de la prueba de veleta.

En el laboratorio, la resistencia al corte no drenada de los suelos de turba fibrosa se determina mediante las pruebas de corte directo o triaxial del tipo consolidada-no drenada (CU), esta última prueba representa el comportamiento del suelo de turba fibrosa bajo la acción de la carga de un terraplén u otra estructura.

Mediante el análisis de la resistencia al corte no drenada, a través de pruebas triaxiales del tipo CU, se ha encontrado que el comportamiento de la turba fibrosa es esencialmente *friccionante*, mostrando valores del ángulo de fricción interna altos (hasta de 57°), los cuales corresponden a la resistencia proporcionada por la matriz del suelo y al efecto del reforzamiento de las fibras.

El proceso de deformación incrementa considerablemente la resistencia cortante de la turba fibrosa.

La normalización de la resistencia al corte no drenada en campo (s_u/σ'_v) para la turba (amorfa y fibrosa) se encuentra entre 0.5 y 0.8.

6. MÉTODO DE CONSOLIDACIÓN POR VACÍO (MCV).

6.1. Introducción.

El método de consolidación por vacío es una técnica que utiliza la presión atmosférica¹⁰ como una sobrecarga temporal, el cual es aplicable a suelos de grano fino, blandos y saturados (arcilla, limo y turba). El método fue propuesto por Kjellman (1952) del Instituto Geotécnico Sueco a principio de los años 50.

El método consiste en la aplicación de un vacío a una masa de suelo aislada, lo que genera una presión de poro negativa (succión) y en consecuencia un incremento en el esfuerzo efectivo sin cambiar el esfuerzo total.

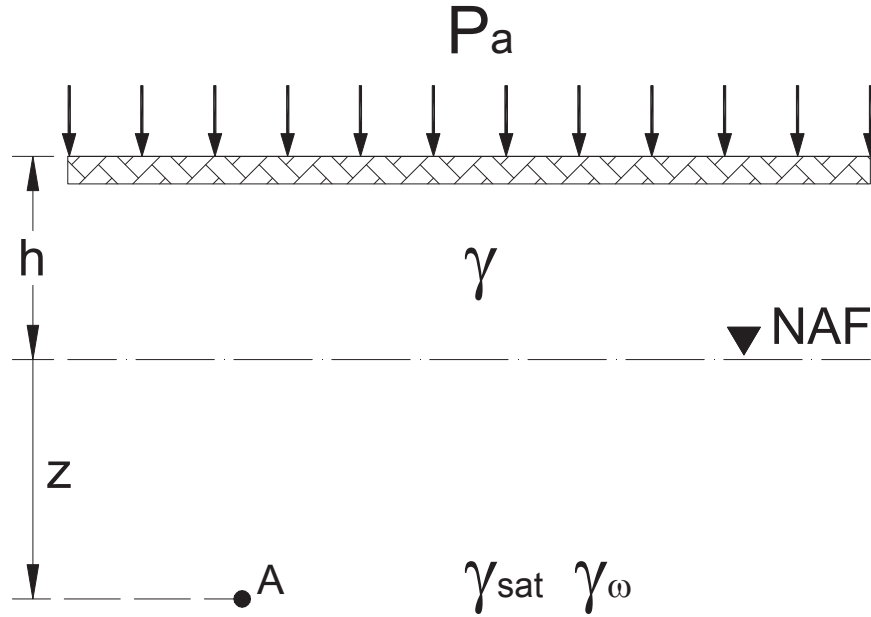
Lo mencionado en el párrafo anterior se demuestra de manera detallada en los siguientes párrafos.

La presión atmosférica generalmente es ignorada en el cálculo de los esfuerzos de la masa del suelo. Esta simplificación generalmente no afecta los resultados, ya que los cálculos son en base a los esfuerzos efectivos y la presión atmosférica rara vez es un parámetro que varía en los problemas geotécnicos. Por lo tanto, para poder comprender el efecto del MCV, debe de tomarse en cuenta a la presión atmosférica.

Para poder determinar la influencia de la presión atmosférica (P_a) en el cálculo de los esfuerzos de la masa del suelo es necesario referirnos a la figura 6.1

Las expresiones matemáticas 6.1 a 6.7 obtenidas a partir de la figura 6.1 corresponden a la condición antes de la aplicación del vacío a la masa del suelo.

¹⁰ El valor de la presión atmosférica en el Sistema internacional es 101.325 kPa (760 mm Hg).



P_a = Presión atmosférica, en kPa.
 NAF = Nivel de Aguas Freáticas.
 γ = Peso volumétrico del suelo por arriba del NAF, en kN/m^3 .
 γ_{sat} = Peso volumétrico del suelo saturado, en kN/m^3 .
 γ_w = Peso volumétrico del agua, en kN/m^3 .
 h = Profundidad del NAF a partir del nivel de terreno natural, en m.
 z = Profundidad del punto A por debajo del NAF, en m.

Figura 6.1.- Parámetros del suelo, (Masse, 2001).

$$\sigma_T = h\gamma + z\gamma_{sat} + P_a = \sigma_t + P_a \quad (6.1)$$

$$u_T = z\gamma_w + P_a = u_t + P_a \quad (6.2)$$

$$\sigma'_i = \sigma_T - u_T \quad (6.3)$$

$$\sigma'_i = (\sigma_t + P_a) - (u_t + P_a) = \sigma_t - u_t \quad (6.4)$$

$$\sigma'_i = h\gamma + z\gamma_{sat} - z\gamma_w = h\gamma + z(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (6.5)$$

$$\text{Como } (\gamma_{sat} - \gamma_w) = \gamma' \quad (6.6)$$

$$\sigma'_i = h\gamma + z\gamma' \quad (6.7)$$

donde:

σ_T = Esfuerzo total, en kPa.

u_T = Esfuerzo neutro, en kPa.

σ'_i = Esfuerzo efectivo antes de la aplicación del vacío, en kPa.

γ' = Peso volumétrico sumergido, en kN/m³.

El subíndice T se refiere a los esfuerzos donde se involucra a la P_a .

El subíndice t se refiere a los esfuerzos donde no se involucra a la P_a .

El subíndice i se refiere a las condiciones iniciales.

Cuando se aplica el vacío a la masa de suelo el esfuerzo total (σ_T) no cambia, mientras que u_T se convierte en u_t .

$$u_T = z\gamma_\omega + \cancel{P_a}^0 = u_t \quad (6.8)$$

De modo que el esfuerzo efectivo (durante el vacío) se convierte en:

$$\sigma'_f = \sigma_T - u_T = (\sigma_t + P_a) - u_t \quad (6.9)$$

$$\sigma'_f = \sigma_T - u_t = h\gamma + z\gamma_{sat} + P_a - z\gamma_\omega \quad (6.10)$$

$$\sigma'_f = h\gamma + z(\gamma_{sat} - \gamma_\omega) + P_a = h\gamma + z\gamma' + P_a \quad (6.11)$$

$$\therefore \sigma'_f = \sigma'_i + P_a \quad (6.12)$$

Si tomamos en cuenta la eficiencia (η) de la bomba de vacío:

$$\Delta\sigma' = \eta P_a \quad (6.13)$$

$$\therefore \sigma'_f = \sigma'_i + \Delta\sigma' \quad (6.14)$$

donde:

σ'_f = Esfuerzo efectivo después de la aplicación del vacío, en kPa.

η = Eficiencia de la bomba de vacío.

$\Delta\sigma'$ = Incremento del esfuerzo efectivo debido al vacío aplicado, en kPa.

El subíndice f se refiere a las condiciones finales.

Como se puede apreciar el incremento del esfuerzo efectivo debido a la aplicación del vacío en la masa del suelo es equivalente a *una porción de una atmosfera* (ηP_a) y este incremento se presenta de manera isotrópica debido a que se transmite a través de la fase del agua, que es en esencia isotrópica.

A pesar de la relativamente buena comprensión de los principios del MCV, la técnica no fue usada ampliamente en la práctica de la ingeniería geotécnica, hasta principios de los años 80, esto debido principalmente al costo. El método adquirió la atención de la comunidad geotécnica asiática debido a los avances en los drenes verticales prefabricados (DVP), que son efectivos, rentables y de fácil instalación comparados con los drenes de arena, lo cual hizo que el MCV tuviera un costo aceptable incluso para países en vías de desarrollo. La técnica es especialmente atractiva en suelos altamente compresibles (rellenos hidráulicos), en lugares donde no se cuenta con material para los rellenos de sobrecarga, en suelos adyacentes a pendientes críticas y en grandes áreas con acceso a fuentes de alimentación eléctrica.

El MCV tiene las siguientes características generales:

- Una presión de vacío hasta de 90 kPa puede ser lograda en la práctica usando los equipos de vacío disponibles actualmente, esta presión es equivalente a un terraplén de 5.0 m de altura.
- La deformación lateral del suelo es hacia el interior debido a la succión generada por el vacío; en lugar de la expulsión del suelo

encontrado en los procesos de precarga, por lo cual, grietas de tensión pueden desarrollarse en el área contigua a la tratada.

- No hay necesidad de controlar el índice de vacío aplicado para evitar la falla por capacidad de carga, debido a que la presión de vacío conduce a un inmediato incremento en el esfuerzo efectivo del suelo.

En la figura 6.2 se presenta un esquema con los diferentes métodos de mejoramiento para los suelos altamente compresibles y con baja resistencia cortante, en función del tipo de obra o estructura y de su profundidad. En este esquema se puede observar que el MCV es aplicable esencialmente para carreteras, autopistas, aeropuertos, puertos y terraplenes de acceso, siempre y cuando la masa de suelo a tratar se encuentre por debajo de los 12 m de profundidad (zona de color azul marino). Aunque es posible utilizar el MCV aun cuando el estrato de suelo por tratar sea superficial, como en el caso de los pantanos de turba.

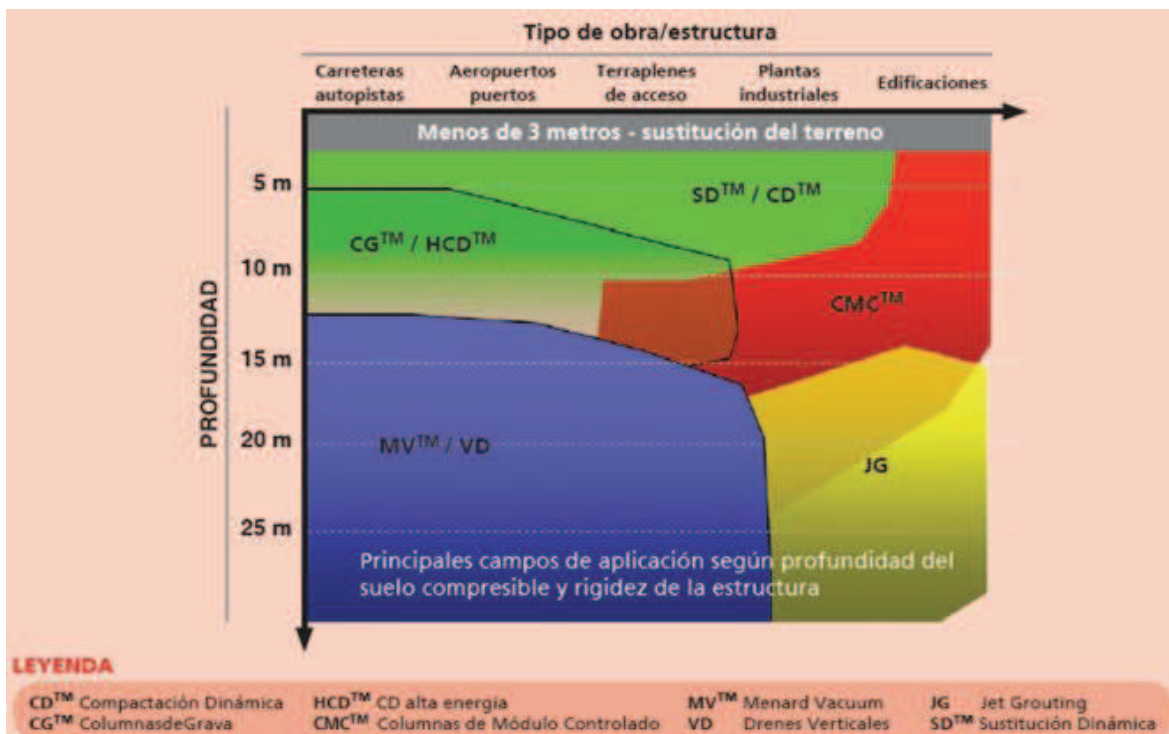


Figura 6.2.- Tipos de tratamientos para mejorar el suelo que dependen del tipo de obra o estructura y de la profundidad, (Menard, 2010).

6.2. Método de consolidación por vacío y método de precarga.

A) Comparación entre los métodos de vacío y de precarga.

El método de precarga es sin duda una de las técnicas más exitosas de mejoramiento de suelo. Este método consiste en cargar, mediante un terraplén, la superficie del terreno para inducir gran parte del asentamiento secundario que se espera después de finalizada la construcción. Con el fin de controlar el desarrollo del exceso de la presión de poro, el terraplén es usualmente elevado, mediante una serie de etapas de carga con el fin de incrementar la resistencia cortante del suelo de apoyo y como tal su estabilidad.

Una desventaja muy significativa del método de precarga es que la sobrecarga debe ser aplicada por un periodo de tiempo suficiente para que el exceso de la presión de poro se disipe y la resistencia cortante incremente, lo cual no es factible en la construcción de las obras debido a los tiempos y costos.

Los drenes verticales prefabricados (DVP) proveen una menor trayectoria de drenaje en la dirección radial. Por lo que los periodos de tiempo pueden ser reducidos significativamente. Los DVP son rentables y pueden ser fácilmente instalados, hasta 40 m de profundidad, en suelos moderados a altamente compresibles.

El MCV se ha empleado en el campo para mejorar la eficiencia de los DVP. La presión de poro negativa (succión) generada por el vacío se distribuye a lo largo de los drenes, lo que trae consigo una mayor aceleración en el índice de consolidación y la reducción de los desplazamientos laterales, ya que de otra manera se requeriría de un terraplén de sobrecarga cuya altura sería reducida para prevenir la posible inestabilidad del suelo de apoyo.

De manera resumida las características del MCV en comparación con el método de precarga convencional son las siguientes (Qian y otros, 1992):

- El esfuerzo efectivo en relación con la presión de succión incrementa isotrópicamente, y el correspondiente desplazamiento lateral es hacia el interior. Sin embargo este desplazamiento debe ser cuidadosamente monitoreado. El riesgo de falla cortante puede ser minimizada incluso, para una alta velocidad de construcción del terraplén.
- El vacío puede propagarse a grandes profundidades del subsuelo usando el sistema de DVP.
- La magnitud del terraplén de sobrecarga puede ser disminuida para alcanzar la misma cantidad de asentamiento, dependiendo de la eficiencia del sistema de vacío en el campo.
- Ya que la altura de la sobrecarga puede ser reducida, el máximo exceso de presión de poro generado por la sobrecarga de vacío es menor que el generado por el método convencional de precarga (ver figura 6.3).
- Con la presión de vacío, la inevitable condición no saturada en la interface suelo-dren puede ser mejorada, resultando en un incremento en el índice de consolidación.

B) Combinación de los métodos de vacío y de precarga.

Cuando la presión de precarga requerida es mucho mayor que la presión proporcionada por las bombas de vacío (hasta 90 kPa) un terraplén de sobrecarga puede ser usado en conjunto con el MCV.

Las ventajas de combinar el MCV y el método de precarga se discuten en términos de la *presión de la precarga, tiempo de construcción y deformación lateral del suelo.*

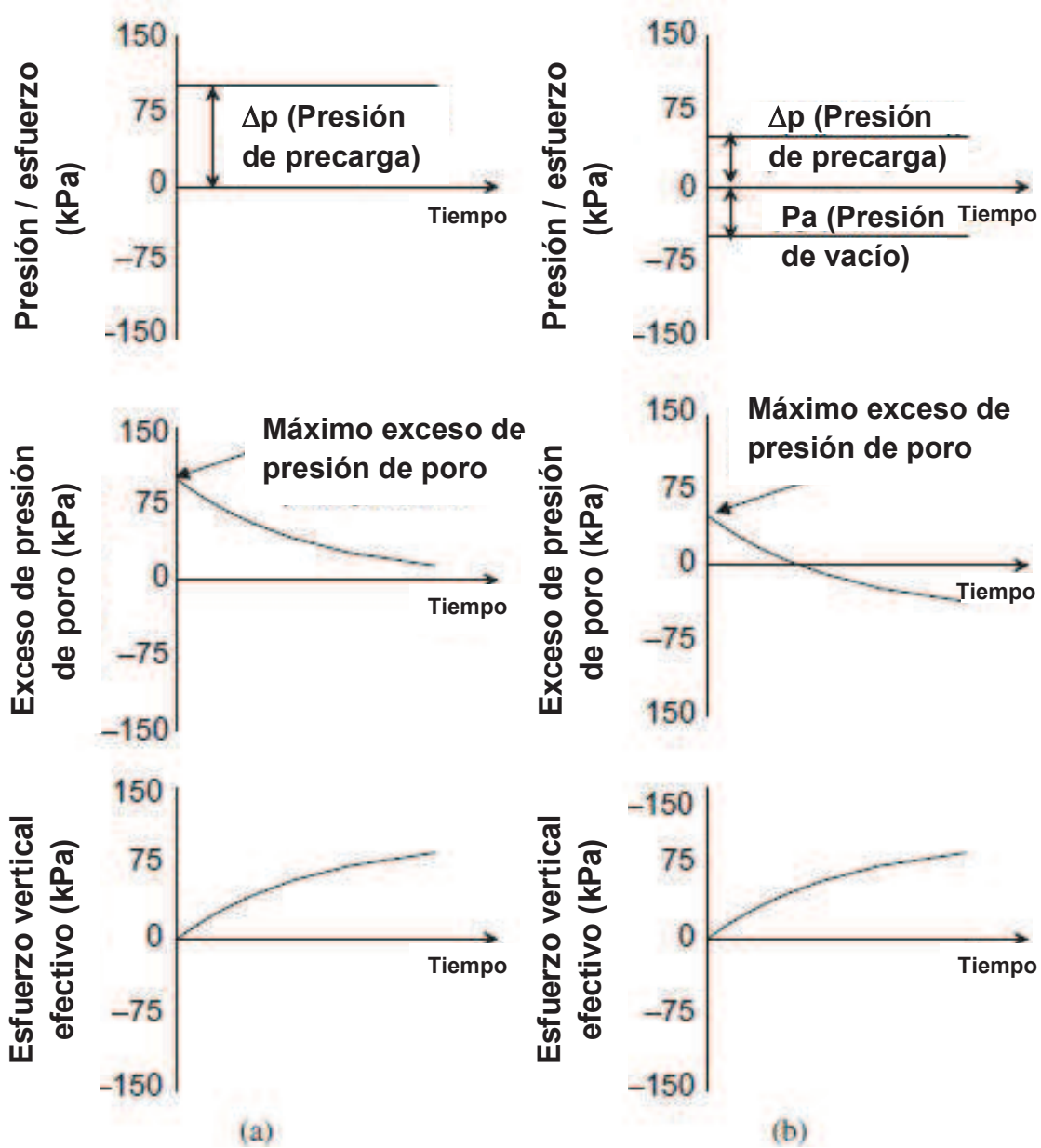


Figura 6.3.- Proceso de consolidación: a) método de precarga convencional y b) idealización del MCV (inspirado por Indraratna y otros, 2005).

- **Presión de precarga**

Teóricamente la máxima presión de vacío que puede ser aplicada a la masa del suelo es de 1 atmósfera (aproximadamente 100 kPa). Pero en la práctica el rango de presión de vacío aplicable es de 60 a 90 kPa. Por lo que, en los casos donde la presión de precarga requerida es mayor al rango anterior, es necesario

combinar la presión de vacío con un terraplén de carga para solucionar el problema. Cuando se adopta una presión de precarga mayor que la carga permanente de la estructura, puede eliminarse o reducirse considerablemente el asentamiento secundario después de finalizada la construcción de la estructura.

- ***Tiempo de construcción***

En muchas estructuras de ingeniería (carreteras, autopistas, aeropistas, etc), es necesario la construcción de terraplenes sobre suelos blandos e inestables en tiempos muy cortos. Por lo que, el uso del MCV permite aumentar la estabilidad del suelo de apoyo y como tal es posible comenzar a colocar el cuerpo del terraplén, el cual a su vez servirá como una carga durante la etapa de construcción del terraplén.

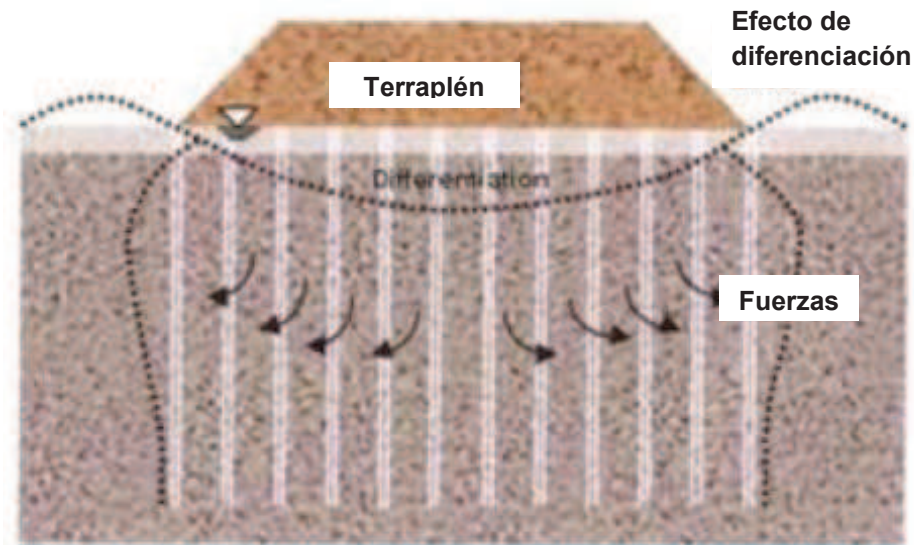
Una desventaja muy significativa del método de precarga es que la sobrecarga debe ser aplicada por un periodo de tiempo suficiente para que el exceso de la presión de poro se disipe y la resistencia cortante incremente, lo cual no es factible en la construcción de las obras debido a los tiempos y costos.

- ***Deformación lateral***

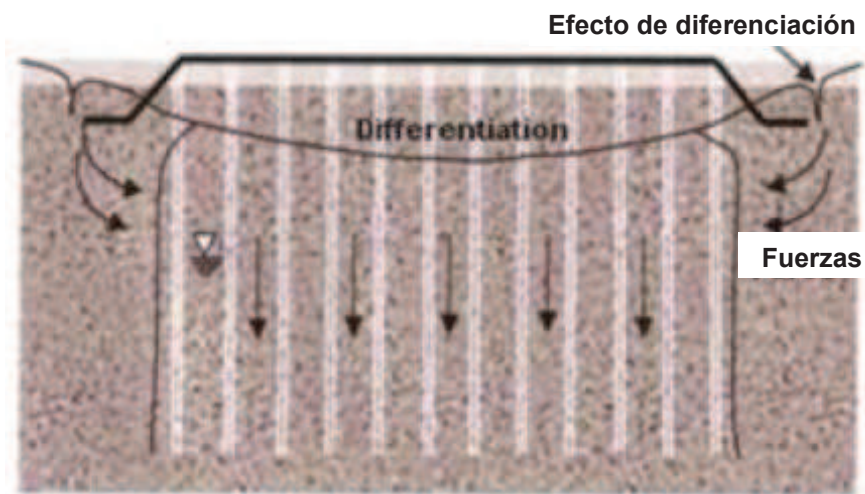
Los terraplenes de carga pueden causar tanto asentamiento en los estratos blandos, como desplazamiento lateral hacia el exterior (ver figura 6.4a). Estos desplazamientos laterales son principalmente causados por los esfuerzos cortantes inducidos por el terraplén de carga y si estos esfuerzos son lo suficientemente grandes pueden causar la falla por cortante en la masa del suelo. Por el contrario el MCV aplica una presión de consolidación isotrópica al subsuelo que induce asentamiento y desplazamiento lateral hacia el interior (ver figura 6.4b). Estas deformaciones pueden causar grietas de tensión en torno al área precargada.

En situaciones donde existen estructuras adyacentes al área precargada, tanto los desplazamientos laterales hacia el exterior del área tratada inducidos por

el terraplén de carga y los desplazamientos laterales hacia el interior inducidos por la presión de vacío son indeseables. Por lo tanto para evitar o minimizar las deformaciones laterales durante el periodo de precarga, es necesario combinar el terraplén de carga con la aplicación de la presión de vacío (Bergado y otros, 1998; Tran y otros, 2004).



(a) hacia el exterior



(b) hacia el interior

Figura 6.4.- Forma del desplazamiento lateral: a) método de precarga convencional y b) MCV (Surya Utama Organization, 2010).

6.3. Sistema de consolidación por vacío.

Un sistema de consolidación por vacío consta de un *sistema de drenes verticales* instalados en el interior de la masa del suelo hasta una cierta profundidad específica; *un sistema de drenaje superficial* que incluye un medio granular (estrato de arena), drenes horizontales y tubos colectores que conducen a un sistema de bombeo de vacío para la transmisión del vacío al suelo, así como las descarga de agua y aire de la masa del suelo tratada. La masa de suelo a la cual se la aplica el vacío es aislada de la superficie por una membrana hermética y si se requiere protección lateral mediante una pared de corte (ver figura 6.5).

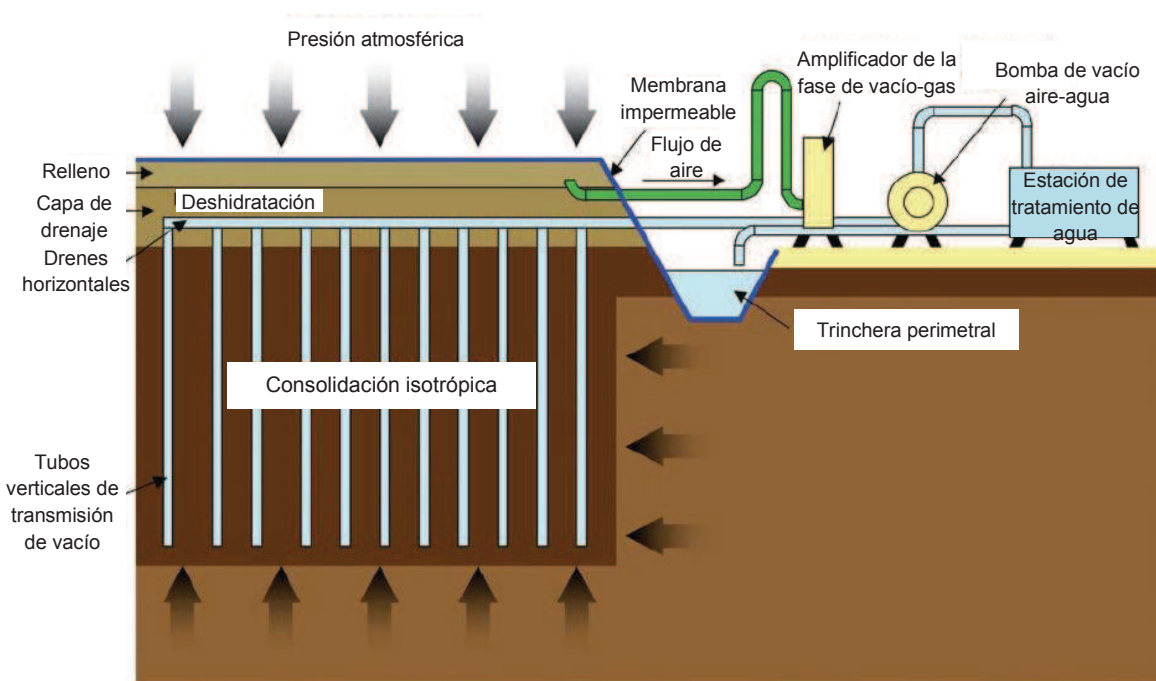


Figura 6.5.- Sistema de aplicación de vacío en suelos (Masse, 2001).

1.- Drenes verticales.

Los drenes verticales prefabricados (DVP) pueden ser de diferentes formas, materiales, estructura y propiedades de drenaje. Los DVP se instalan en la superficie del terreno (ver figura 6.6) cuya distribución generalmente es cuadrada ya que este patrón es más conveniente para el diseño y control en el campo. Sin

embargo, una distribución de forma triangular es usualmente preferible ya que proporciona una mayor uniformidad en la consolidación entre los drenes, que en el caso de la distribución cuadrada (Holtz y otros, 1991). La zona de influencia del dren (R) es una variable controlada, ya que esta es función del espaciamiento (S) dado entre los drenes (ver figura 6.7).



Figura 6.6.- Colocación de drenes verticales (Manh and Bao, 2009)

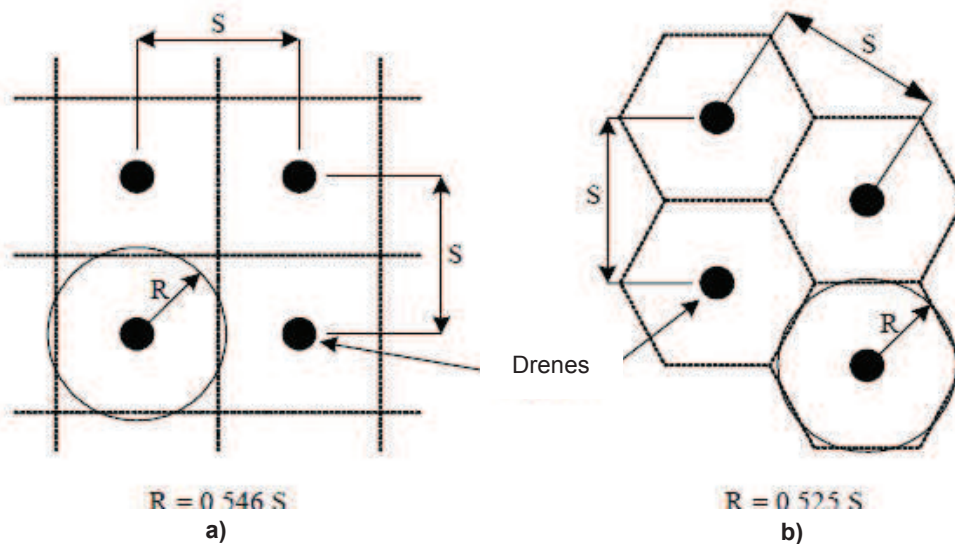


Figura 6.7.- Zona de influencia de los drenes verticales: a) distribución cuadrada y b) distribución triangular (Holtz y otros, 1991)

2.- Superficie de drenaje.

Esta superficie consta de un estrato granular (generalmente arena) y de un sistema de tubos colectores perforados con o sin drenes horizontales interconectados (ver figura 6.8). Los drenes horizontales conectan la parte superior de los drenes verticales con el tubo de vacío principal. El estrato de arena comúnmente tiene un espesor entre 0.3 y 0.8 m (el espesor depende de la permeabilidad de la arena, del espaciamiento de los drenes verticales y del tráfico sobre la superficie), aunque ocasionalmente este estrato puede ser de un espesor considerable para servir como plataforma de trabajo.



Figura 6.8.- Colocación de drenes horizontales (Menard, 2010)

3.- Técnicas para el sellado de la masa de suelo en tratamiento.

La hermeticidad del sistema influye fuertemente en la presión de vacío alcanzada y la eficiencia del sistema. Es práctica común el uso de membranas herméticas para cubrir toda el área de tratamiento (ver figura 6.9). Una capa de geotextil puede preverse sobre la superficie del terreno antes de recubrirla con la membrana para evitar daños. Para completar el sellado los bordes de la

membrana se meten en la zanja perimetral (como se muestra en el esquema de la figura 6.5) excavada a una profundidad no menor de 0.50 m por debajo del nivel de aguas freáticas (NAF), la cual se llena con lodos impermeables, que pueden ser mezcla de arcilla con lodos, lodos bentónicos o suelos arcillosos excavados in situ.

Diferentes sistemas pueden utilizar técnicas diferentes para el sellado adicional. Una técnica práctica de construcción es el revestimiento con arcilla compactada por arriba de la zanja para retener agua/relleno colocado en la parte superior de la membrana. Esta colocación de agua es útil no solo en el incremento del sellado del sistema, sino en prevenir el envejecimiento de la membrana y minimiza el daño por tráfico, además de afectar como una sobrecarga. Otra técnica es la correspondiente al sistema Menard en la que un relleno de 1.5 m de espesor es construido directamente en la parte superior del estrato de arena bajo la membrana para incrementar la estabilidad y sellado del sistema. El relleno mantiene una acción no sumergida bajo la membrana incluso cuando se ha colocado por debajo del NAF, por lo tanto la intensidad no disminuirá durante el tratamiento (como se muestra en el esquema de la figura 6.5).

En caso de estratos de suelos permeables existentes cerca de la superficie del terreno, la técnica común para confinamiento lateral es la de paredes de corte. De acuerdo a la experiencia una pared conformada por la mezcla de arcilla y lodo o lodo bentónico de 0.7 m de espesor y con una permeabilidad menor de 10^{-7} m/s debe de construirse a lo largo del estrato impermeable y por lo menos debe de penetrar 1.5 m dentro de la masa del suelo en tratamiento.



Figura 6.9.- Membrana impermeable (Menard, 2010)

4.- Sistema de bombeo de vacío.

Generalmente, un sistema de bombeo de vacío de alta eficiencia está equipado con bombeo de descarga que es usado para proporcionar succión al suelo y para descargar el aire y agua a través del sistema de tubos y drenes (ver figura 6.10).

En la actualidad las áreas de tratamiento que son capaces de abarcar los sistemas de bombeo varían entre 1000 y 7000 m², mientras que la presión de vacío producido por el sistema puede ser hasta de 90 kPa, (ver tabla 6.1)



Figura 6.10.- Sistema de bombeo de vacío (Geopac, 2010)

5.- Instrumentación.

En todos los sistemas del MCV, diferente instrumentación es necesaria para el control del sistema operacional, así como para el monitoreo del desempeño del tratamiento incluyendo la presión de vacío, la presión de poro, el volumen de agua de descarga, asentamiento y desplazamiento lateral, que son útiles para estimar el tiempo durante el cual se mantendrá la aplicación del vacío, así como el control de la estabilidad durante la construcción de los terraplenes.

TABLA 6.1 Tipos de sistemas de vacío, (Dam, 2006).

Tipo de sistema	Imagen	Especificación de la bomba de vacío	Características especiales
Tipo Chino		<p>*Bomba $\phi 48$ Jet + bomba de agua centrifuga 3HA-9.</p> <p>*Presión de vacío generada 90 kPa.</p> <p>*Poder de consumo 7.5 kW.</p>	<p>Bomba de vacío para un área de tratamiento de 1000 – 1500 m²</p>
Tipo Menard MS25		<p>*Bomba tipo Menard MS25.</p> <p>*Presión de vacío generada de 80 kPa.</p> <p>*Poder de consumo 25 kW.</p>	<p>Diseño especial de la bomba de vacío que actúa solamente en fase gaseosa en conjunto con la convencional bomba de vacío lo que permite la succión del líquido y gas. Bomba de vacío para un área de tratamiento 5000 - 7000 m²</p>
Tipo Japonés		<p>*Sistema de separación aire-agua de alto vacío.</p> <p>* Presión de vacío generada hasta de 90 kPa.</p>	<p>Capaz de separar agua y aire, que resulta en el desempeño de alto vacío en el área tratada. Bomba de vacío para un área de tratamiento de 2000 – 3000 m²</p>

6.4. Comportamiento del suelo bajo la presión de vacío.

A) Estado de esfuerzos en el suelo bajo la presión de vacío.

Cuando se aplica una presión de vacío en la masa del suelo se producen *desplazamientos laterales hacia el interior* (caso contrario a lo que ocurre con el método de precarga, *desplazamientos laterales hacia el exterior*), causando grietas de tensión en la masa del suelo hasta una profundidad z_c , (ver figura 6.11a). El estado de esfuerzos para un elemento de suelo que se encuentra a una profundidad menor de z_c se muestra en la figura 6.11b (franja A) con una presión de vacío mayor que el esfuerzo lateral requerido para mantener la condición k_0 (Coeficiente horizontal de presión de tierra en reposo). Por otro lado debajo de la profundidad z_c y arriba de la profundidad z_l no se presentan desplazamientos laterales, con lo que el esfuerzo lateral efectivo consta de dos partes: *una es la presión de vacío y otra es la presión de tierras ejercida por la masa de suelo adyacente*. En esta zona el valor del coeficiente horizontal de presión de tierras (k_{a0}) estará entre los valores de los estados en reposo (k_0) y activo (k_a). Este estado de esfuerzos se presenta en la figura 6.11c (franja B). Los mismos símbolos σ'_{v0} y $\Delta\sigma_{vac}$ son usados en la figura 6.11b (franja A) y 6.11c (franja B) para denotar el esfuerzo efectivo vertical y la presión de vacío aplicada, respectivamente, sin embargo sus valores numéricos pueden ser diferentes en cada estado.

Para determinar el valor de k_{a0} se proponen la siguiente expresión.

$$k_{a0} = \beta k_a + (1 - \beta)k_0 \quad (6.15)$$

donde:

k_{a0} = Coeficiente de presión de tierra entre las profundidades z_c y z_l .

k_a = Coeficiente activo de presión de tierras.

k_0 = Coeficiente de presión de tierra en reposo.

β = Factor empírico entre 0.67 y 1.00.

Justo debajo de la profundidad z_c el valor de k_{a0} es cercano al coeficiente de presión activa de tierra (k_a), mientras que justo arriba de la profundidad z_l el valor de k_{a0} es cercano al coeficiente de presión de tierra en reposo (k_0).

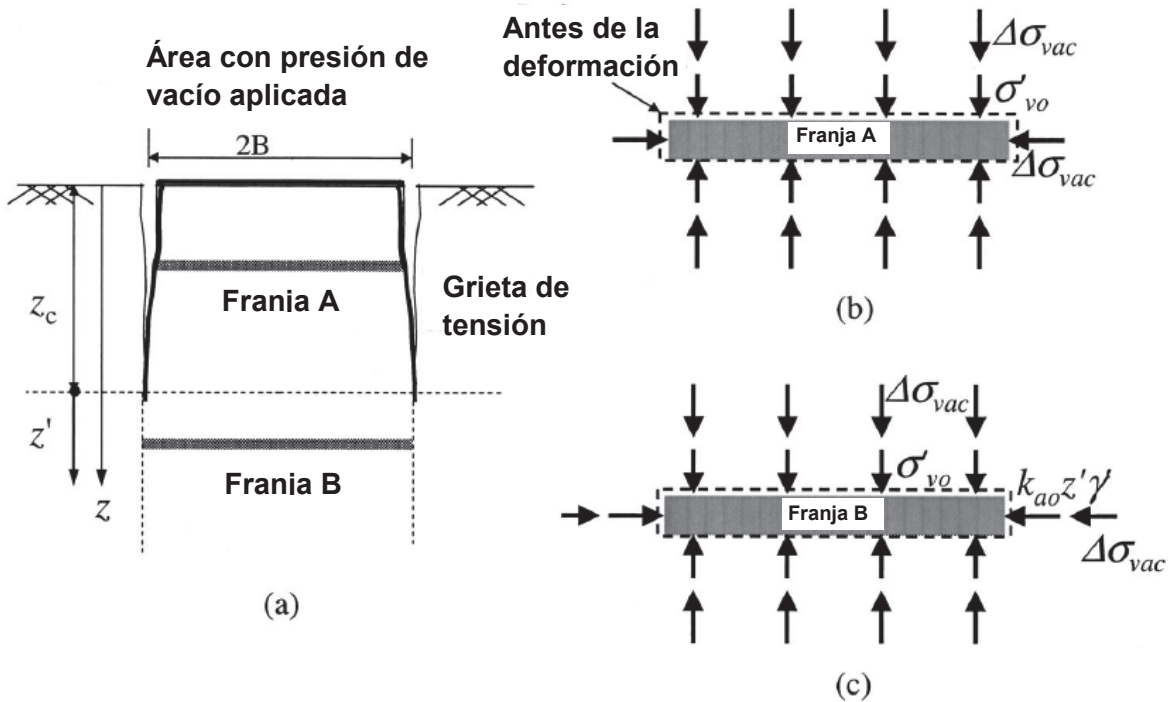


Figura 6.11.- Esquema del estado de esfuerzos y deformación de una porción de suelo bajo la consolidación por vacío: a) Localización de la porción de suelo y b) Porción de suelo antes de la profundidad z_c y c) Porción del suelo por debajo de la profundidad z_c (Chai y otros, 2005)

La profundidad de agrietamiento del suelo se puede determinar de acuerdo con las expresiones 6.16 y 6.17 obtenidas con la teoría de presión de tierras de Rankine. Se asume que el nivel de aguas freáticas se encuentra por debajo de la superficie del suelo.

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma_s \sqrt{k_a}} \quad \text{para } z_c < z_w \quad (6.16)$$

$$z_c = \frac{1}{(\gamma_s - \gamma_w)} \left(\frac{2c'}{\sqrt{k_a}} - \gamma_w z_w \right) \quad \text{para } z_c > z_w \quad (6.17)$$

donde:

z_c = Profundidad hasta donde se presentan las grietas por tensión, en m.

z_w = Profundidad del nivel de agua freático, en m.

γ_s = Peso volumétrico del suelo, en kN/m^3 .

γ_w = Peso volumétrico del agua, en kN/m^3 .

c' = Cohesión del suelo, en kPa.

k_a = Coeficiente activo de presión de tierras.

Equiparando el esfuerzo efectivo vertical requerido $k_0(\Delta\sigma_{vac} + \sigma'_{v0})$ y el esfuerzo efectivo lateral $(\Delta\sigma_{vac} + z'\gamma'k_{a0})$ para mantener un estado de esfuerzos cuya condición sea k_0 (ver figura 6.11c) se puede obtener una condición para determinar la profundidad (z_i) en la cual los desplazamientos laterales no se presenten en el suelo.

$$k_0(\Delta\sigma_{vac} + \sigma'_{v0}) = (\Delta\sigma_{vac} + z'\gamma'k_{a0}) \quad (6.18)$$

$$si \quad \sigma_{ah} = z'\gamma'k_{a0}$$

$$k_0\Delta\sigma_{vac} + k_0\sigma'_{v0} = \Delta\sigma_{vac} + \sigma_{ah} \quad (6.19)$$

$$k_0\Delta\sigma_{vac} - \Delta\sigma_{vac} = \sigma_{ah} - k_0\sigma'_{v0} \quad (6.20)$$

$$\Delta\sigma_{vac}(k_0 - 1) = \sigma_{ah} - k_0\sigma'_{v0} \quad (6.21)$$

$$\Delta\sigma_{vac} = \frac{\sigma_{ah} - k_0\sigma'_{v0}}{k_0 - 1} \quad (6.22)$$

$$\Delta\sigma_{vac} = \frac{k_0\sigma'_{v0} - \sigma_{ah}}{1 - k_0} \quad (6.23)$$

donde:

$$\sigma_{ah} = \langle z' \gamma k_{a0} \rangle = \begin{cases} 0 & \text{para } z < z_c \\ z' \gamma k_{a0} & \text{para } z_l > z > z_c \end{cases}$$

Con el valor de la presión de vacío aplicada al suelo, el valor de z' se puede determinar de la expresión 6.23. Como se muestra en la siguiente expresión:

$$z' = \frac{(1 - k_0) \Delta \sigma_{vac} - k_0 \sigma'_{v0}}{\gamma k_{a0}} \quad (6.24)$$

Por lo tanto la profundidad (z_l) en la cual no se producirán desplazamientos laterales es el suelo se determina mediante la expresión 6.25

$$\therefore z_l = z_c + z' \quad (6.25)$$

B) Deformación vertical.

Cuando la presión de vacío es aplicada sobre un área de franja larga (por ejemplo en la construcción de una carretera), la mayor parte del suelo se deformara bajo condiciones de deformación plana. La condición de deformación plana induce una mayor deformación vertical (ε_v) que la verdadera condición de esfuerzo isotrópico.

Para determinar la deformación vertical causada por la consolidación por vacío en el caso particular de la turba fibrosa será mediante el uso de la teoría de Gibson y Lo (1961), en la cual la deformación producto de la consolidación unidimensional se determina con la expresión 6.26.

$$\varepsilon_v = \sigma' \left[a + b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b} t} \right) \right] \quad (6.26)$$

La expresión 6.26 se desarrollo y presento en el capítulo IV de este trabajo de investigación.

La deformación vertical causada por la consolidación por vacío puede ser expresada como una porción de la deformación vertical que ocurre bajo la consolidación unidimensional.

$$\varepsilon_{vac} = \alpha \sigma' \left[a + b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b} t} \right) \right] \quad (6.27)$$

Donde α es un factor con un valor menor o igual a la unidad.

$$\alpha = 1.0 \quad \text{para} \quad \Delta \sigma_{vac} \leq \frac{k_0 \sigma'_{v0} - \sigma_{ah}}{1 - k_0} \quad (6.28)$$

$$\alpha = \alpha_{\min} + \frac{1 - \alpha_{\min}}{\Delta \sigma_{vac}} \left(\frac{k_0 \sigma'_{v0} - \sigma_{ah}}{1 - k_0} \right) \quad \text{para} \quad \Delta \sigma_{vac} > \frac{k_0 \sigma'_{v0} - \sigma_{ah}}{1 - k_0} \quad (6.29)$$

El valor de $\alpha = \alpha_{\min}$ en la superficie del terreno, mientras que $\alpha = 1.0$ cuando la presión de vacío no induce deformaciones laterales ($z \geq z_1$), para el caso contrario $\alpha < 1.0$. Chai y otros (2005) propone que para condiciones de deformación plana $\alpha_{\min} = 0.85$.

Por último, el asentamiento puede ser calculado por la integración de la deformación vertical (expresión 6.27) para el estrato de turba fibrosa.

C) Desplazamiento horizontal.

Bajo condiciones de deformación plana la deformación horizontal (ε_h) en un área bajo la presión de consolidación puede ser calculada como sigue:

$$\varepsilon_h = (\varepsilon_{vol} - \varepsilon_{vac}) \quad (6.30)$$

donde:

ε_{vol} = Deformación volumétrica la cual se asume como igual a la deformación vertical (ε_v) bajo condiciones de consolidación unidimensional (ver expresión 6.26).

Una vez conocida ε_h , el desplazamiento lateral (δ_h) se puede aproximar simplemente como sigue:

$$\delta_h = B\varepsilon_h \quad (6.31)$$

donde:

B = Mitad del ancho del área tratada por la consolidación por vacío, en m.

La expresión 6.31 es una simplificación de las condiciones de deformación lateral que posiblemente ocurren en el campo, la cual proporciona una razonable valoración de la respuesta general del movimiento lateral del suelo.

6.5. Comportamiento de un terraplén de prueba usando el MCV.

En la ruta 337 de la carretera nacional en los suburbios de Sapporo, Japón fue necesaria la construcción de un terraplén de prueba de gran altura sobre un depósito de turba, razón por la cual fue necesario emplear el MCV con el propósito de asegurar la estabilidad y disminución del asentamiento secundario.

A) Condiciones del subsuelo del sitio.

En la figura 6.12 se presenta la estratigrafía del sitio, la cual consta de un estrato de turba de 3 m de espesor, seguido por un estrato de turba arcillosa de 2 m, así como de dos estratos de arcilla intercalados por un estrato de arena fina con un coeficiente de permeabilidad de 4×10^{-6} m/s, por último se observa un estrato de arena. El contenido natural de agua de los estratos de turba y turba arcillosa varía entre 200 – 700%, mientras que la resistencia obtenida mediante el cono Holandés se encuentra entre 100 – 300 kPa. Los estratos están normalmente consolidados.

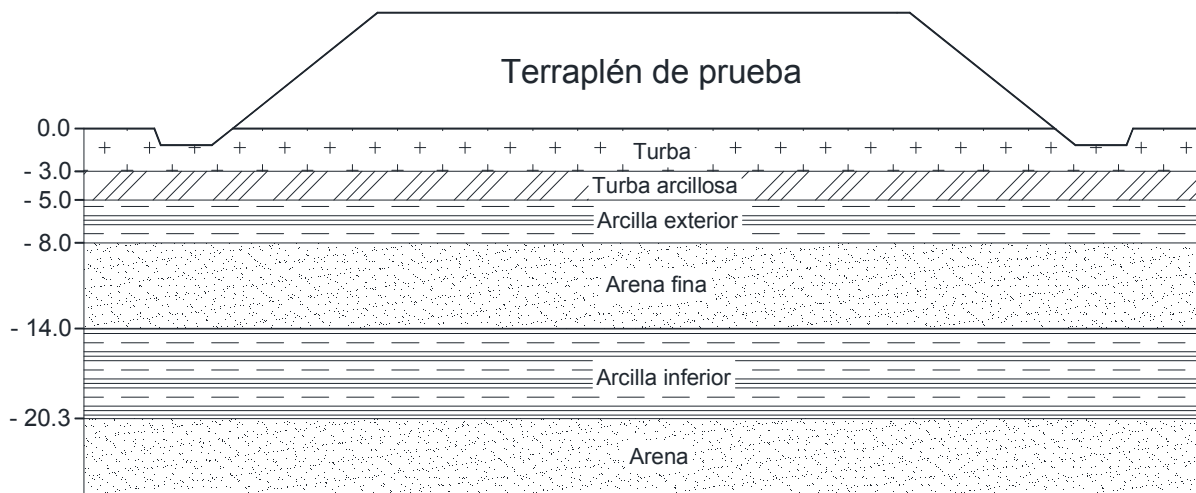


Figura 6.12.- Sección transversal del terraplén de prueba (Hayashi y otros, 2003)

B) Datos técnicos de la construcción y equipo empleado para las observaciones del comportamiento en campo.

La distribución de los drenes verticales prefabricados (DVP) fue cuadrada con un espaciamiento (S) de 80 cm entre sí, incrustados hasta una profundidad de 19.9 m por debajo de la superficie del terreno. Dos bombas de vacío se instalaron para el mejoramiento de un área aproximada de 3200 m².

Para observar el comportamiento de los estratos que conforman la estratigrafía de la figura 6.12 se utilizaron placas de asentamiento, medidores de asentamiento diferencial, piezómetros e inclinómetros. Además se realizaron mediciones de la resistencia mediante el uso del cono holandés antes y después de aplicado el mejoramiento a los estratos, en diferentes puntos del terraplén.

C) Resultados obtenidos después de la construcción del terraplén.

- ***Asentamiento.***

La construcción del terraplén comenzó 21 días después de que las bombas de vacío se pusieron en operación. El espesor del terraplén fue de aproximadamente 10 m (sin tomar en cuenta el espesor del estrato de arena drenante). La velocidad promedio de construcción fue de 0.13 m/día (ver la primer gráfica de la figura 6.13), es decir se requirieron alrededor de 77 días para que el terraplén alcanzara su máxima altura, lo cual es muy rápido para terraplenes construidos sobre suelos de turba. Con esto se pudo confirmar que el terraplén tuvo la suficiente estabilidad. Por otra parte no se presentaron grietas en la cresta del terraplén demostrando así el favorable efecto de combinar el MCV y el método de precarga en la construcción de terraplenes sobre suelos de turba.

En la segunda gráfica de la figura 6.13 se puede observar el asentamiento total (que es la suma del asentamiento de cada estrato) en la superficie del terreno, mientras que en la tercer gráfica se observa el asentamiento correspondiente a cada estrato, observándose que durante la aplicación del vacío

el estrato de turba es el que presenta mayor asentamiento (hasta los 70 días aproximadamente), el cual continua aun después de que se detienen las bombas de vacío aunque con un índice de asentamiento muy pequeño, sin embargo se observa también que el estrato de turba arcillosa presenta un asentamiento secundario mayor que el propio estrato de turba.

Con respecto al exceso de la presión de poro para cada estrato se puede observar en la cuarta gráfica de la figura 6.13 que para el estrato de turba el exceso de presión de poro negativa se mantuvo en -40 kPa en promedio durante la aplicación del vacío, posteriormente regreso a un exceso de presión de poro positivo.

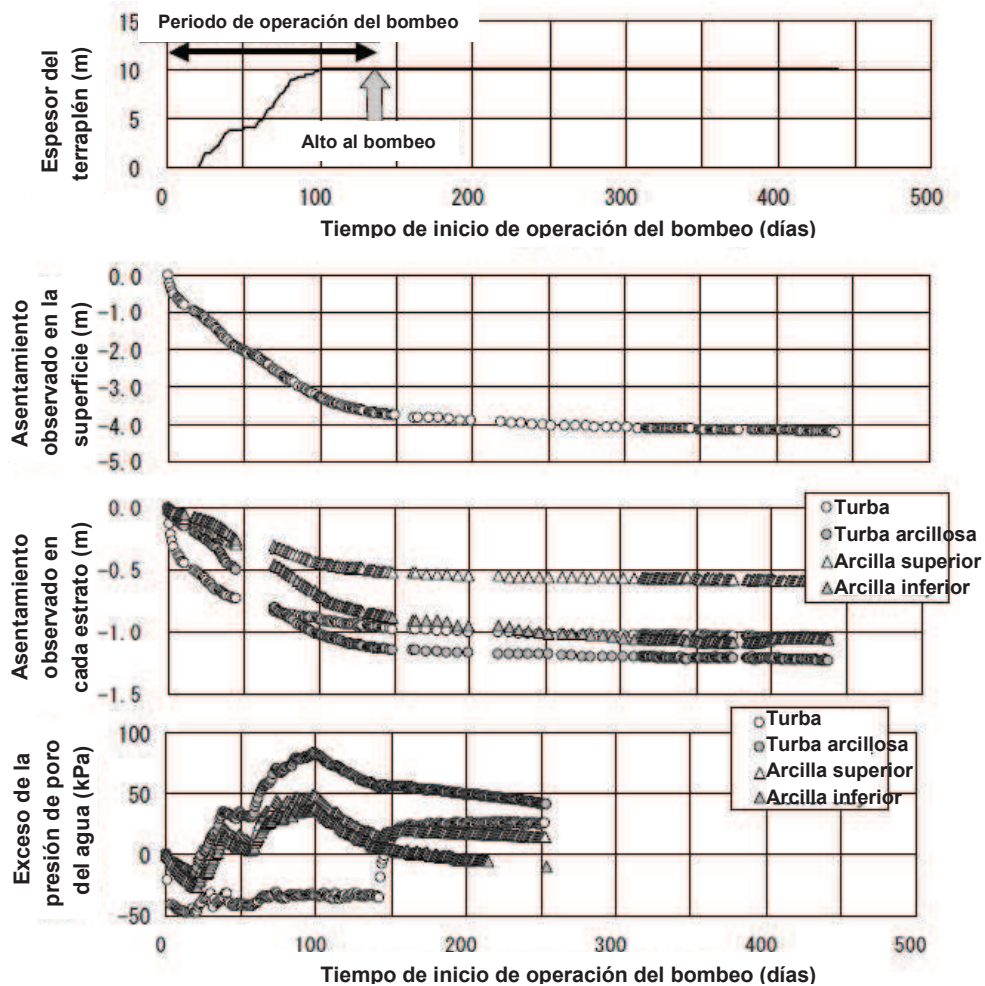


Figura 6.13.- Cambios en el asentamiento y en el exceso de la presión de poro (Hayashi y otros, 2003)

En la tabla 6.2 se presenta el asentamiento y grado de consolidación en la superficie del terreno y en cada estrato. Cuando se detuvo el bombeo el grado de consolidación en la superficie fue de 84% indicando que para alcanzar el asentamiento estimado faltarían 0.69 m de asentamiento secundario. Con respecto al grado de consolidación, para cada estrato, cuando se detuvo el bombeo más del 90% fue obtenido por los estratos de turba y turba arcillosa. Sin embargo el estrato de arcilla inferior solo alcanzó el 68% de grado de consolidación. Aunque es común que la velocidad de asentamiento de la arcilla es menor que la de la turba, se cree que las presiones de vacío relativamente bajas mostradas en la figura 6.16 para este estrato también influyeron.

TABLA 6.2.- Asentamiento y Grado de Consolidación para la Superficie y para cada Estrato, (Hayashi y otros, 2003).

Posición	Asentamiento final estimado (m)	Asentamiento observado (m)			Grado de consolidación (%)			
		Al completarse el terraplén	Al finalizar el bombeo	Tres meses después de completado el terraplén	Al completarse el terraplén	Al finalizar el bombeo	Tres meses después de completado el terraplén	
Asentamiento en la superficie	4.43	3.29	3.74	3.91	74	84	88	
Asentamiento en cada estrato	Turba	1.07	0.89	0.96	0.99	84	90	93
	Turba arcillosa	1.22	1.02	1.13	1.16	83	93	95
	Arcilla superior	0.59	0.44	0.51	0.54	75	87	92
	Arcilla inferior	1.27	0.70	0.86	0.94	55	68	74

Es de interés mencionar que si el coeficiente de consolidación radial (C_{vr}) del estrato de turba se determina con precisión en el campo, el comportamiento del asentamiento cuando se aplica el MCV se puede predecir utilizando la teoría de consolidación radial de Barron de 1948, (ver figura 6.14).

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{\mu}\right) \quad (6.32)$$

$$\mu = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (6.33)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (6.34)$$

$$T_r = \frac{C_{vr} t^2}{d_e^2} \quad (6.35)$$

$$C_{vr} = \frac{k_h}{\left[\frac{\Delta e}{\Delta \sigma' (1 + e_{prom})} \right] \gamma_w} \quad (6.36)$$

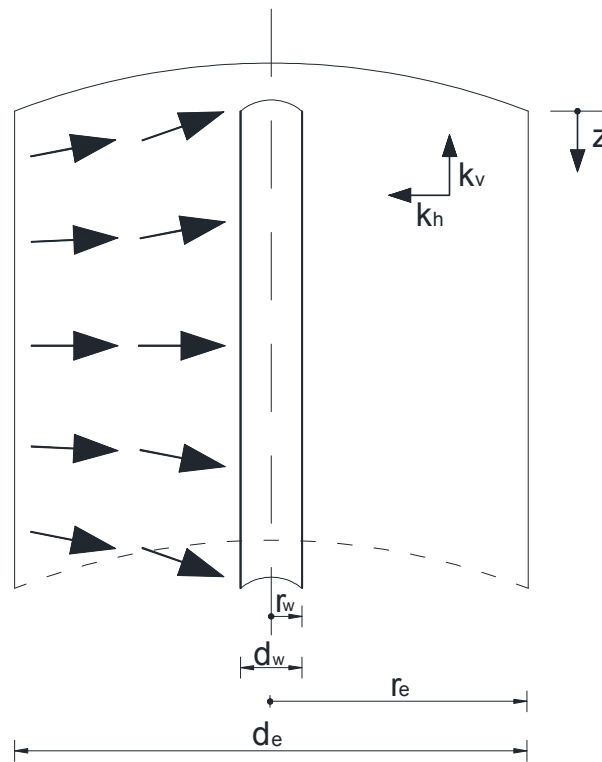


Figura 6.14.- Idealización de un cilindro de suelo (Holtz y otros, 1991)

donde:

U_r = Grado promedio de consolidación debido únicamente al drenaje radial.

d_e = Diámetro equivalente del cilindro de suelo ($2r_e$), en m.

d_w = Diámetro del dren ($2r_w$), en m.

n = Relación de espaciamiento.

T_r = Factor tiempo para drenaje radial.

C_{vr} = Coeficiente de consolidación para drenaje radial, en m^2/s .

k_h = Permeabilidad horizontal del suelo, en m/s.

$\Delta\sigma'$ = Incremento de esfuerzo, en kPa.

Δe = Cambio de la relación de vacíos.

e_{prom} = Relación de vacíos promedio del estrato en estudio.

γ_w = Peso volumétrico del agua, en kN/m^3 .

- **Desplazamiento lateral.**

Las mediciones de los desplazamientos horizontales con los inclinómetros fueron: *inmediatamente antes de la construcción; al completarse la construcción; en el momento en que se detuvieron las bombas de vacío y 25 días después de haberse detenido las bombas de vacío*. En la figura 6.15 se puede observar que un periodo de tiempo después de haberse puesto en marcha las bombas de vacío y antes de la construcción se presentó un desplazamiento horizontal hacia dentro, entre el estrato de turba y el estrato de arcilla superior al estrato de arena fina, observándose para el estrato de turba un valor máximo aproximado en la superficie de 0.15 m. Durante la construcción del terraplén los desplazamientos laterales ocurren hacia fuera, alcanzando un valor máximo de aproximadamente 0.25 m en el estrato de turba arcillosa después de completado el terraplén, por último se observa que el máximo incremento del desplazamiento en el momento en que se detienen las bombas de vacío y el determinado 25 días después de esta acción es prácticamente el mismo 0.28 m. Es decir no se observó progreso de la deformación cortante después de detenerse las bombas de vacío.

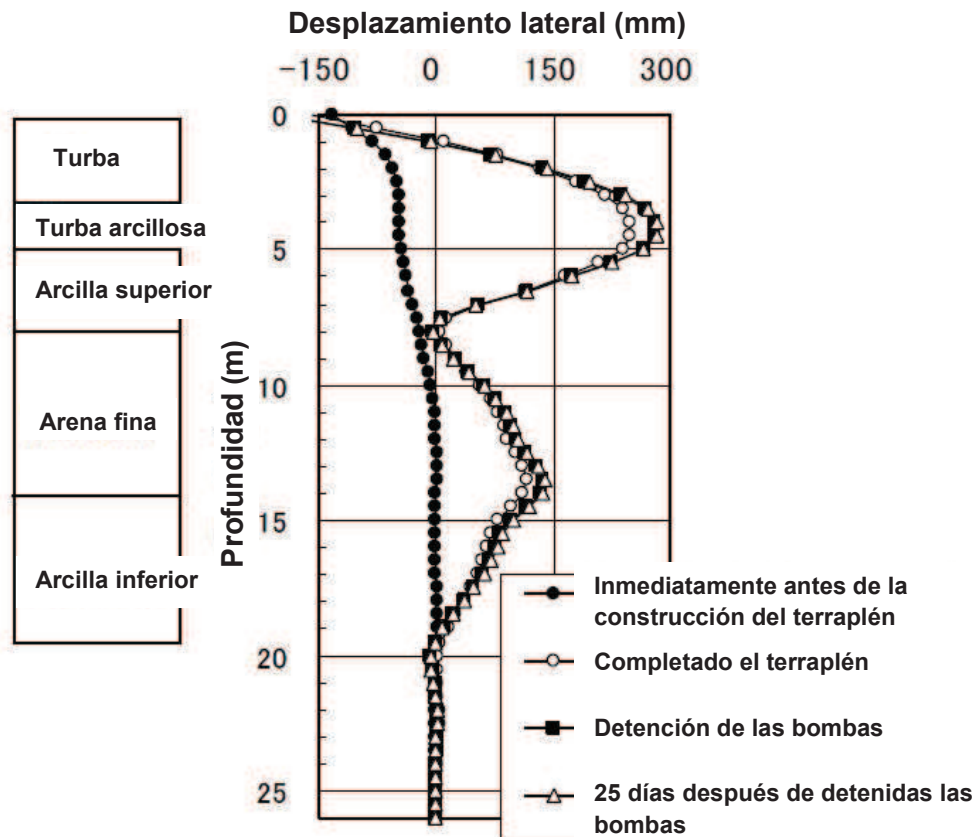


Figura 6.15.- Distribución del desplazamiento lateral con la profundidad (Hayashi y otros, 2003)

- **Presión negativa (presión de vacío).**

En la figura 6.16 se presenta la distribución de la presión negativa (presión de vacío) obtenida como la diferencia entre la presión de poro inmediatamente antes del inicio de la construcción (20 días después de haberse puesto en operación las bombas de vacío) y la presión hidrostática. Como se puede observar el valor de diseño fijado de 60 kPa únicamente se cumplió para el estrato de turba, ya que en los estratos más profundos el valor de la presión negativa fue aproximadamente de un 1/3 del valor de diseño. Esto se puede deber al efecto permeable del estrato de arena fina entre los estratos de arcilla. Este fenómeno sugiere que el valor de diseño de la presión negativa de los estratos más profundos decrece un cierto grado.

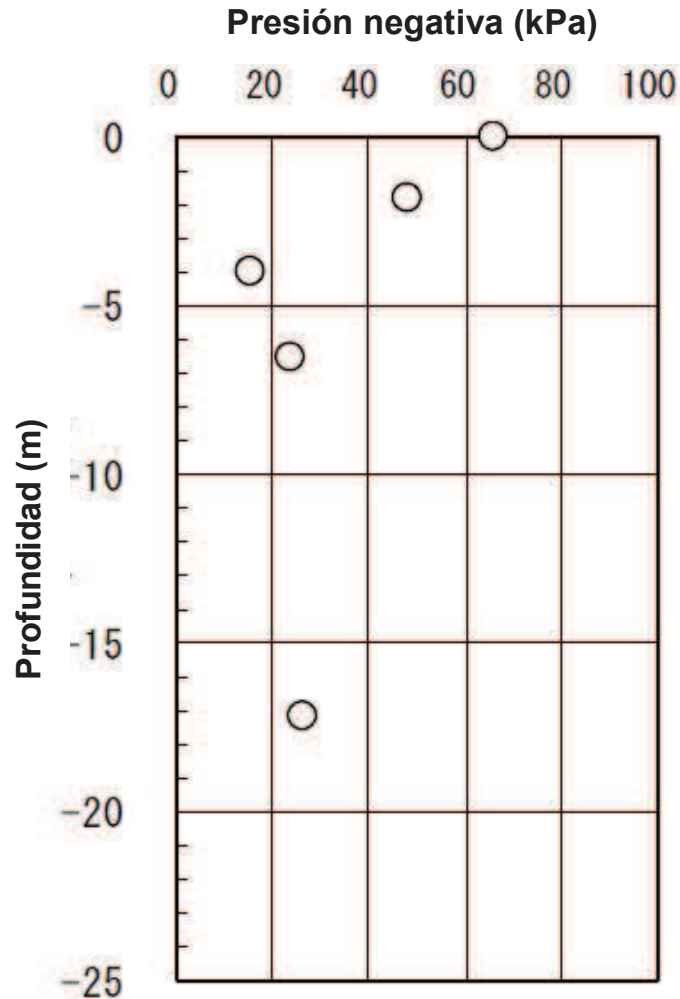


Figura 6.16.- Distribución de la presión negativa (presión de vacío) con la profundidad (Hayashi y otros, 2003)

- **Incremento de la resistencia cortante.**

Cuando se utiliza el MCV el efecto del mejoramiento de la estabilidad en el suelo es remarcadamente alto, como se ha mencionado anteriormente.

En este caso la resistencia normalizada ($\Delta s_u / \Delta \sigma'_v$) del estrato de turba fue de 0.4, cuyo valor corresponde al valor límite inferior presentado en la tabla 5.10a (resistencia no drenada normalizada vs contenido orgánico) del capítulo V de este trabajo de investigación para los suelos de turba fibrosa y amorfa.

6.6. Conclusiones.

El MCV es un método de mejoramiento de suelos muy confiable y eficiente que permite construir sobre suelos blandos (arcillas y turbas) terraplenes de gran altura en periodos cortos de tiempo, sin tener problemas de inestabilidad durante la construcción y de fuertes asentamientos secundarios y desplazamientos laterales después de finalizada la construcción y la aplicación del vacío al suelo.

Las bombas utilizadas en el MCV actualmente son capaces de aplicar una presión de vacío al suelo de hasta 90 kPa (presión equivalente a la producida por un terraplén de 5.0 m de altura).

La presión de vacío aplicada (succión) al suelo produce una consolidación isotrópica, desplazamientos laterales hacia el interior y un incremento considerable en la resistencia cortante.

Se puede presentar grietas en la superficie del área contigua, debido a los desplazamientos laterales hacia el interior que se producen en el suelo por la aplicación de la presión de vacío (succión).

Tanto el MCV como el método de precarga pueden utilizarse en conjunto para minimizar las grietas superficiales y cuando la presión de vacío es menor que la sobrecarga requerida de diseño.

7. CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES.

7.1. .Sobre la clasificación de los suelos orgánicos y turbas.

- Sin duda alguna el primer paso en todo estudio geotécnico, es clasificar el suelo del sitio en base a un sistema de clasificación estándar, como lo es el SUCS (*Sistema Unificado de Clasificación de Suelos*) para suelos minerales o inorgánicos. Sin embargo alrededor del mundo existen suelos con un alto contenido orgánico, los cuales quedan excluidos de este sistema de clasificación. Por tal razón, en este trabajo de investigación se presenta el sistema de clasificación ASTM (Landva y otros, 1983), el cual está enfocado a suelos orgánicos.
- El sistema de clasificación ASTM (Landva y otros, 1983), es un sistema cuyo principal parámetro de clasificación es el contenido orgánico del suelo (Oc). Para este sistema cuando un suelo posee más del 75% de contenido orgánico, se le da el nombre de **“turba”**, el cual corresponde al suelo con mayor contenido orgánico que existente.
- La turba a su vez suele clasificarse en tres tipos que son; amorfa, semifibrosa y fibrosa, la distinción entre estos tipos de turba radica básicamente en dos cuestiones, el grado de descomposición (humificación) de la materia orgánica y el contenido de fibras. El grado de descomposición se determina en base a una prueba manual-visual en la que se observa la estructura del suelo, después de ser oprimida con la mano. Para poder clasificar el grado de descomposición de la materia orgánica y el tipo de turba es necesario recurrir al uso de la tabla 2.2 en la que se resume el sistema de Von Post (1922) descrito en la norma ASTM D 5715. El contenido de fibras se obtiene en base a lo establecido por la norma ASTM D 1997, mientras que la clasificación de la turba con respecto al contenido de fibras se obtiene de la tabla 2.3 en la que se resume lo establecido por la norma ASTM D 4427.

- De acuerdo con el sistema de clasificación de la ASTM (Landva y otros, 1983) una turba se considera amorfa, si el grado de descomposición de su materia orgánica se encuentra entre H7 y H10 del sistema Von Post (ver tabla 2.2), y si además posee menos del 33% de contenido de fibras. *Sin embargo se ha observado que el comportamiento deformable de las turbas con un contenido de fibras hasta del 25%, es muy parecido al que presenta la turba fibrosa (incluyendo en este término a la turba semi-fibrosa).*
- Por tal razón, de acuerdo a lo mencionado en el punto anterior es necesario analizar el comportamiento deformable con muestras de turba cuyo contenido de fibras varié entre 20 y 33% con la finalidad de poder establecer realmente el contenido de fibras, para el cual la turba se comporta completamente como amorfa.

7.2. .Sobre la definición, estructura, muestreo y propiedades de la turba.

- De acuerdo con el sistema de clasificación ASTM (Landva y otros, 1983), la turba se define como un suelo con muy alto contenido orgánico ($O_c > 75\%$), que resulta del proceso de descomposición de las plantas bajo condiciones de inmersión en agua.
- En general existen dos tipos extremos de turba, la amorfa y la fibrosa.
- La turba amorfa contiene principalmente partículas de tamaño coloidal (menos de 2 micras). Se ha encontrado que el comportamiento de la turba amorfa es similar al de la arcilla, por lo tanto la evaluación de sus características de deformabilidad se puede hacer sobre la base de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925).
- La turba fibrosa tiene esencialmente una estructura abierta con intersticios llenos de agua, con un arreglo estructural secundario no-leñosa, por lo tanto las propiedades índice de la turba fibrosa difieren marcadamente de las de los suelos minerales. La turba fibrosa en su condición natural posee altas relaciones de vacío y alta permeabilidad. Por lo tanto, la magnitud de la deformación de la turba fibrosa es alta, pero disminuye de manera significativa debido al propio proceso de deformación. Por esta razón su comportamiento no encaja en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925).
- La turba fibrosa posee una alta anisotropía estructural debido a la orientación y contenido de fibras, razón por la cual sus propiedades mecánicas e hidráulicas no son las mismas en los planos vertical y horizontal.

- Como en todos los suelos el muestreo afecta la estructura interna de estos y como tal sus propiedades índice y mecánicas. Los suelos de turba fibrosa no son la excepción, sin embargo estos suelos además de lidiar con las alteraciones comunes durante el muestreo, transporte y manejo de las muestras, se enfrentan a factores adicionales tales como; la deformación que se genera durante la obtención de las muestras debido a la resistencia a la tensión que ofrecen las fibras cerca del borde de la muestra durante su extracción; al drenaje y la redistribución interna del agua.
- En los suelos de turba fibrosa se ha observado que la mayoría de las dificultades con los muestreadores estándar de suelos, se deben a la presencia de las fibras. Debido a que los muestreadores no cortan las fibras causando una gran distorsión y deformación de su estructura. *Por tal razón se recomienda el uso de muestreadores con diámetros mayores a 0.10 m y agudos filos para el corte de las fibras o en su caso el uso del muestreador para turbas del Instituto Geotécnico de Suecia, todo esto con el fin de minimizar las afectaciones que durante el muestreo se puedan causarse a la estructura interna de la turba fibrosa.*
- Otro factor que altera la estructura de la muestra de turba fibrosa, tiene lugar durante el drenaje del agua mientras se extrae la muestra, por lo que, *la extracción de la muestra deberá ser ejecutado con sumo cuidado para minimizar la pérdida de agua.*
- Debido a su estructura las propiedades índice de los suelos de turba fibrosa difieren marcadamente de las de los suelos minerales, por ejemplo *los altos valores de contenidos de agua ($\omega_0 > 2000\%$) y relaciones de vacío ($e = 25$) in situ y en contraparte los bajos valores del peso volumétrico ($10 - 13 \text{ kN/m}^3$) y de la densidad relativa de sólidos ($1.3 - 1.8$).*

7.3. .Sobre la deformabilidad de la turba fibrosa.

- El análisis de la deformabilidad de la turba fibrosa en este trabajo de investigación, se basa en el comportamiento observado en el laboratorio mediante pruebas de consolidación unidimensional y del observado en campo mediante la aplicación de terraplenes de carga.

7.3.1.- Deformabilidad en el laboratorio.

- Para poder analizar la deformabilidad de la turba fibrosa, es necesario tener en cuenta siempre, las dos consideraciones siguientes; (1) *el consolidómetro que se utilice no debe aplicar las cargas mediante un brazo de palanca y (2) debe ser capaz de medir el exceso de la presión de poro durante la prueba.* Por lo que, se recomienda utilizar, para este tipo de suelos *la celda Rowe y el consolidómetro de Anteus*, a este último se le debe adicionar un transductor de presión sensible al exceso de presión de poro.
- En base a los resultados obtenidos en el laboratorio por Dhowian y Edil (1980), se puede afirmar que para bajos niveles de esfuerzo aplicado, se observan cuatro componentes de la deformación en la curva deformación vs log del tiempo, que son: (1) *deformación instantánea* la cual se debe a la compresión elástica de las partículas o a la compresión de pequeñas bolsas de gas, presentes en la estructura de la turba; (2) *deformación primaria* que es la correspondiente al fenómeno de consolidación y ocurre a una velocidad relativamente alta; (3) *deformación secundaria* la cual corresponde al incremento lineal de la deformación con el logaritmo del tiempo para un número de ciclos adicionales de tiempo y (4) *deformación terciaria* la cual continua de manera indefinida hasta cesar el proceso de deformación. A este tipo de curva se le conoce como curva *tipo II*.

- A medida que el nivel de esfuerzo aplicado se incrementa, la forma de la curva deformación vs log del tiempo cambia sustancialmente, siendo prácticamente imposible observar las componentes mencionadas en el punto anterior. A este tipo de curva se le conoce como curva *tipo III*.
- Para la curva tipo II, las primeras tres componentes de la deformación son bien conocidas, mientras que la cuarta componente denominada *deformación terciaria* no es otra cosa que un incremento en el índice de compresión secundaria del suelo, debido al fenómeno de biodegradación que sufre la materia orgánica de la turba, durante la prueba de consolidación en el laboratorio.
- El cambio sustancial observado en la curva tipo III se debe básicamente a dos factores: (1) Al fenómeno de biodegradación que altera el comportamiento deformable de la turba durante la prueba de consolidación y (2) el más importante, el inicio de la etapa secundaria de la deformación.
- Robinson (2003) establece que existen tres hipótesis en la literatura de mecánica de suelos con respecto al inicio de la compresión secundaria, que son:
 - 1.- *La consolidación primaria se produce primero, seguida por la compresión secundaria, (Hipotesis de Mesri, 1973).*
 - 2.- *La compresión secundaria empieza incluso después de que ha tenido lugar cierta consolidación primaria.*
 - 3.- *La aparición de la compresión secundaria es simultánea con la consolidación primaria.*
- Las tres hipótesis anteriores están estrechamente relacionadas con la forma de la curva deformación vs log del tiempo obtenida de la prueba de

consolidación unidimensional. La curva con forma de “S” o *tipo I*, es la que comúnmente presentan los suelos minerales como las arcillas y corresponde a la hipótesis número 1. Mientras que la curva *tipo II* es aquella en la que aparece un incremento en el índice de compresión secundaria después de un cierto tiempo y se denomina etapa de compresión terciaria. Por último la curva *tipo III* es aquella que presentan los suelos de turba fibrosa para altos niveles de esfuerzo aplicado y corresponde a la hipótesis número 2.

- Robinson (2003) ideó un método para poder determinar el inicio de la compresión secundaria en las curvas tipo III, donde gráficamente no es posible determinar la magnitud de las deformaciones primaria, secundaria y en algunos casos de la terciaria. Este método también es capaz de poder separar las distintas componentes de la deformación.
- Un aspecto muy importante que el método de Robinson (2003) nos permite observar, es que a medida que las cargas se hacen más sustanciales el inicio de la etapa secundaria es más temprano, debido a que la etapa secundaria se vuelve más importante que la primaria, con lo cual, se comprueba que en este tipo de suelos, la etapa secundaria suele ser la componente más significativa durante el proceso de deformación.
- Otro aspecto importante durante el proceso de deformación de la turba fibrosa es que la disipación del exceso de la presión de poro para el primer incremento de esfuerzo es muy rápida. Sin embargo a medida que los esfuerzos se hacen más sustanciales el tiempo para la disipación del exceso de la presión de poro se vuelve mayor, debido a que la *permeabilidad disminuye* al transcurrir el proceso de deformación. Además en las curvas del exceso de presión de poro correspondientes a incrementos de esfuerzos en los que ha transcurrido un tiempo considerable desde el inicio del proceso de carga, se observa la

presencia de un valor máximo retardado (pico). Este fenómeno está asociado a la incompleta saturación de la turba, debido a la existencia de gas en su estructura, producto de la biodegradación de la materia orgánica de la turba.

- Como se pudo apreciar en el punto anterior la permeabilidad de la turba fibrosa es función del proceso de deformación de la misma, por lo cual, esta propiedad presenta dos características distintivas: (1) Una permeabilidad inicial muy alta comparable a la de una arena fina. En general el promedio de la permeabilidad vertical inicial de la turba fibrosa es 1,000 veces la permeabilidad inicial de los depósitos de arcilla blanda (alrededor de 10^{-9} m/s) y (2) Debido a que su deformabilidad es muy grande, su permeabilidad disminuye drásticamente a medida que se deforma bajo el efecto de las cargas.

7.3.2.- Deformabilidad en el campo.

- A diferencia del laboratorio, en el campo el asentamiento total no corresponde únicamente al estrato de turba fibrosa, debido a que normalmente este estrato suele estar apoyado sobre otros estratos compresibles. Un aspecto importante por considerar, es que si estos estratos compresibles tienen un espesor significativamente mayor que el estrato de turba fibrosa, pueden llegar a contribuir con la mayor porción del asentamiento total, razón por la cual, el análisis de los asentamiento en campo debe tomar en cuenta la deformabilidad de los diferentes estratos compresibles.
- En el campo los asentamientos de la turba fibrosa son función de factores tales como: *la carga total aplicada; el espesor del estrato de turba; el tipo de suelo de turba; el contenido natural de agua de la turba y el tipo de suelo que subyace al estrato de turba.*

- En el campo la deformación instantánea está ausente, debido a que los estratos de turba suelen estar por debajo del nivel de aguas freáticas, lo que indica que se encuentran saturados. Por otra parte, la materia orgánica del estrato de turba fibrosa experimenta un proceso de descomposición anaeróbico (muy lento), por lo que, no se cuenta con la presencia de gas en la estructura de la turba.
- Las curvas asentamiento vs log del tiempo que se obtienen durante las etapas de carga presentan las formas correspondientes a las curvas tipo I y III. La curva tipo I o forma de “S” suele presentarse en las primeras etapas de carga (bajo nivel de esfuerzo aplicado). Mientras que, la curva tipo III normalmente corresponde a la etapa de sobrecarga (alto nivel de esfuerzo aplicado). La presencia de la curva tipo III implica que la etapa secundaria se vuelve más importante que la etapa primaria, es decir, **“La compresión secundaria empieza incluso después de que ha tenido lugar cierta consolidación primaria”**, (segunda hipótesis de Robinson, 2003).
- Otro aspecto importante que se observa en las curvas del asentamiento de campo, es la ausencia de la etapa denominada en el laboratorio de *compresión terciaria*. Con lo cual se confirma que este fenómeno solo se presenta en el laboratorio, producto de la biodegradación que sufre la materia orgánica de la turba.
- En el campo la permeabilidad de un estrato de turba se comporta de la misma manera que en el laboratorio, es decir, se reduce a medida que las cargas aumentan y el proceso de deformación avanza. Para tener una idea sobre la gran disminución que sufre la permeabilidad de los suelos de turba fibrosa, en el campo. Se presenta el cambio observado por Weber (1969) en la permeabilidad de un estrato de turba natural. Antes de aplicar la carga su permeabilidad es aproximadamente de 8 x

10^{-7} m/s (*permeabilidad comparable a la de una arena fina*) y posteriormente a la colocación de un terraplén de aproximadamente 3.00 m de altura, se redujo aproximadamente a 8×10^{-9} m/s (*permeabilidad algo superior a la que poseen las arcillas o limos*), lo cual corresponde a una disminución en la permeabilidad de 100 veces.

- La disipación del exceso de la presión de poro depende de la condición del estrato de turba (consolidado o no consolidado previamente). Cuando la turba nunca ha estado sujeta al fenómeno de consolidación el registro del exceso de presión de poro en los piezómetros es menor a 1/3 de la carga aplicada. Sin embargo cuando la turba ha sufrido previamente consolidación, el exceso en la presión de poro que indican los piezómetros puede llegar a ser hasta del 80% de la carga aplicada. La disipación del exceso de la presión de poro requiere de sólo unos pocos días en los estratos de turba sin consolidar y para los estratos de turba muy consolidados hasta de 60 ó 70 días.
- Algunos investigadores han observado que los desplazamientos laterales constituyen una porción considerable del asentamiento rápido (etapa primaria) durante la primera etapa de carga. Sin embargo a medida que transcurre el tiempo y las etapas de carga, estos desplazamientos disminuyen en gran medida (aproximadamente un 60%), por lo que se vuelven pocos sustanciales con respecto al asentamiento producto de la deformación vertical. Sin embargo se ha observado también que cuando las primeras etapas de carga se hace mediante la aplicación de pequeños esfuerzos, la presencia de estos desplazamientos se limita a solo una pequeña cantidad, la cual puede llegar a ser despreciable. Por esta razón las dos primeras etapas de carga durante un proceso de precarga deberán de hacerse mediante la aplicación de pequeños esfuerzos (*se recomienda que el esfuerzo aplicado en cada etapa sea $\Delta\sigma \leq 20$ kPa*) con el fin de reducir la magnitud de estos desplazamientos.

- Los resultados de los asentamientos de laboratorio difieran de los de campo por dos razones primordiales, que son: (1) la presencia de otros estratos compresibles y (2) la ausencia de los desplazamientos laterales en las pruebas de laboratorio.
- Cuando en el campo se retira la sobrecarga, se pueden apreciar claramente tres mecanismos: (1) *una recuperación (rebote) inmediata* que corresponde aproximadamente a 1/3 de la recuperación total y se debe a la recuperación elástica de la deformación; (2) *una recuperación a largo plazo* que ocurre con un índice lineal creciente con el logaritmo del tiempo hasta alcanzar un máximo, el tiempo ($t_{\max\text{-reb}}$) en el cual se alcanza la máxima recuperación, suele coincidir con la duración de la sobrecarga aplicada y (3) *un asentamiento secundario* que aparece aproximadamente un tiempo ($t_{\max\text{-reb}}$), después de eliminada la sobrecarga y cuya magnitud se encuentra dentro de valores aceptables.

7.3.3.- Teorías para la predicción de los asentamientos.

- Existen muchas teorías que tratan de predecir los asentamientos después de la aplicación de una carga. La teoría de Terzaghi (1925) es una de las teorías más ampliamente utilizadas para predecir los asentamientos en arcilla, con resultados razonables. Sin embargo, grandes variaciones ocurren entre la teoría de Terzaghi (1925) y las observaciones realizadas en campo, cuando se trata de turbas o suelos altamente orgánicos. Esto se debe a que Terzaghi (1925) asume que el proceso de deformación está totalmente controlado por la disipación del exceso de la presión de poro y que la deformación cesa después de disipada la presión de poro, lo cual, no es el caso en la turba fibrosa. Por lo tanto, la teoría de consolidación de Terzaghi (1925) no es aplicable a los suelos de turba fibrosa.

- El modelo reológico propuesto por Gibson y Lo (1961), es el más adecuado para representar el comportamiento deformable de la turba fibrosa en el campo bajo condiciones reales de carga. La elección de esta teoría se sustenta en los tres enunciados siguientes:

1.- Los valores obtenidos con esta teoría se aproximan a los reales.

2.- Los parámetros reológicos se determinan mediante un procedimiento matemático simple.

3.- Toma en cuenta las deformaciones laterales y las propiedades deformables de los diferentes estratos presentes en el sitio de estudio.

- En el campo, los resultados obtenidos mediante el uso de esta teoría pueden ser muy aproximados al comportamiento real, siempre y cuando la determinación de los parámetros reológicos, se realice de acuerdo con lo indicado en este trabajo de investigación.

- Actualmente no es posible predecir el comportamiento en campo a partir de las pruebas de laboratorio mediante el uso de este modelo, debido a dos cuestiones fundamentales:

1. Los parámetros reológicos usados en la teoría de Gibson y Lo (1961) son dependientes de la velocidad de deformación. Edil (1981) encontró que en el campo la velocidad de deformación es a menudo de 2 a 3 órdenes de magnitud más lenta que en el laboratorio, durante la compresión secundaria.

2. Los resultados de las pruebas de laboratorio no representan el comportamiento deformable real de la turba en campo, debido: (1) a la ausencia de los desplazamientos laterales y (2) por el efecto de la biodegradación que sufre la materia orgánica de la turba durante la prueba de consolidación.

7.4. .Sobre la resistencia cortante de la turba fibrosa.

- El comportamiento de la resistencia cortante de los suelos de turba fibrosa difiere en gran medida del que presenta un suelo mineral, debido al reforzamiento que proporcionan las fibras a la matriz del suelo durante el proceso de deformación.
- La resistencia cortante de la turba fibrosa es menor en el plano horizontal que en el vertical. Esto se debe a que cuando la turba es cortada paralelamente a las fibras (horizontalmente), el efecto del reforzamiento por la superposición de las fibras se pierde y el suelo falla al deslizarse las fibras unas sobre otras. Por lo tanto, las fibras inducen anisotropía en la resistencia cortante de la turba fibrosa.
- Debido a que los depósitos de turba suelen encontrarse por debajo del nivel de agua (pantanos), es una práctica común el uso de la resistencia al corte no drenada y de los esfuerzos totales en el análisis de la evaluación de la estabilidad durante y al final de la construcción de una estructura.
- La técnica más utilizada en campo, para determinar la resistencia al corte no drenada de los suelos de turba fibrosa, es *la prueba de veleta de corte*. Mientras que en el laboratorio la prueba más comúnmente utilizadas para determinar la resistencia al corte no drenada de la turba fibrosa es *la prueba de compresión triaxial consolidada-no drenada (CU)*.
- Para fines de diseño, los valores de la resistencia cortante no drenada obtenidos con la prueba de veleta de corte (s_{uv}), suelen ser muy altos, tanto para los suelos minerales como para las turbas fibrosas. Por tal razón es necesario aplicar un factor de reducción (se recomienda usar 0.40) Este factor se determina en base a las experiencias prácticas

obtenidas de manera local. Con la finalidad de evitar valores altos de la resistencia cortante en la prueba de veleta se recomienda lo siguiente:

1.- *usar veletas con diámetros entre 55 y 110 mm, conservando la relación altura a diámetro igual a 2.*

2.- *Adoptar como velocidad estándar 1 °/s.*

- En el laboratorio el uso de pruebas triaxiales del tipo (CU) se debe al hecho de que los resultados de las pruebas triaxiales en la turba fibrosa son difíciles de interpretar, ya que las fibras actúan como un reforzamiento, por lo que, la falla raramente se obtiene en pruebas drenadas. Por otro lado si este tipo de prueba se realiza en una turba que posee una baja permeabilidad, podría tardar varios días para completarse.
- Algunos investigadores (Adam, 1965; Dhowian y Edil, 1981 y Yamaguchi y otros, 1985) han estudiado las propiedades de la resistencia cortante de varios tipos de turba a través de pruebas de laboratorio y los resultados muestran que su comportamiento es esencialmente friccionante, con un alto ángulo de fricción efectivo y una relativamente baja o nula cohesión efectiva. Este alto valor está relacionado con la presencia de las fibras que interceptan el plano de falla, constituyendo así un refuerzo interno. Dhowian y Edil (1981) reportaron ángulos de fricción efectivos para la turba amorfa de 50° y entre 53° a 57° para la turba fibrosa. El alto valor del ángulo de fricción (ϕ'), corresponde a la suma de *la resistencia proporcionada por la matriz del suelo y al efecto del reforzamiento de las fibras.*
- En el año de 1976 los investigadores Hausmann y Lee propusieron un modelo teórico para determinar la contribución del reforzamiento a la resistencia cortante. Este modelo puede ser adoptado para la turba

fibrosa, considerando a las fibras como un reforzamiento de tensión. La condición de falla de este modelo, está cubierta por dos mecanismos, (1) *por el deslizamiento suelo-reforzamiento* y (2) *por la ruptura del reforzamiento*. Los parámetros de resistencia cortante que se deben obtener mediante el modelo son: la cohesión (c_R), que resume la contribución de las fibras, y el ángulo de fricción de la matriz (ϕ'_m), el cual se obtiene mediante el uso de muestras de turba fibrosa remoldeadas.

- El proceso de deformación incrementa considerablemente la resistencia cortante no drenada de la turba fibrosa. Este incremento suele representarse con una resistencia al corte no drenada normalizada (s_u/σ'_v). En el campo la resistencia normalizada para las turbas amorfa y fibrosa se encuentra entre 0.5 y 0.8.

7.5. .Sobre el método de consolidación por vacío (MCV).

- El MCV es una técnica que utiliza la presión atmosférica, para aplicar un vacío a la masa del suelo y de este modo lograr un incremento isotrópico en el esfuerzo efectivo, el cual equivale a una porción de una atmosfera.

- El MCV tiene las siguientes características generales:
 1. Una presión de vacío de hasta 90 kPa puede ser lograda en la práctica usando los equipos de vacío disponibles actualmente, esta presión es equivalente a un terraplén de 5.0 m de altura,
 2. La deformación lateral del suelo es hacia el interior debido a la succión generada por el vacío; en lugar de la expulsión del suelo encontrado en los procesos de precarga, por lo cual grietas de tensión pueden desarrollarse en el área contigua a la tratada, y
 3. No hay necesidad de controlar el índice de vacío aplicado para evitar la falla por capacidad de carga, debido a que la presión de vacío conduce a un inmediato incremento en el esfuerzo efectivo del suelo.

- Aunque el MCV se ideó a principio de los años 50, no fue, sino hasta principio de los años 80 cuando el método adquirió auge, debido a los avances en los drenes verticales prefabricados (DVP), los cuales proveen una menor trayectoria de drenaje en la dirección radial. Además son rentables y pueden ser fácilmente instalados, en comparación con los drenes de arena, hasta 40 m de profundidad en suelos moderados a altamente compresibles. Los DVP hicieron que el MCV tuviera un costo aceptable incluso para países en vías de desarrollo.

- Otra técnica para mejorar el suelo es el método de Precarga, el cual consiste en cargar, mediante un terraplén, la superficie del terreno para

inducir gran parte del asentamiento secundario que se espera después de finalizada la construcción.

- Una desventaja muy significativa del método de precarga con respecto al MCV, es que la sobrecarga debe ser aplicada por un periodo de tiempo suficiente para que el exceso de la presión de poro se disipe y la resistencia cortante aumente, lo cual no es factible en la construcción de las obras debido a los tiempos y costos.
- Es posible realizar una combinación entre el MCV y el método de precarga, cuando se tienen las siguientes condiciones:
 1. Cuando se requiere una presión de precarga mayor a la producida por las bombas de vacío con que se cuenta (más de 90 kPa),
 2. Cuando se requiere la construcción de terraplenes durante un periodo de precarga, mediante presión de vacío, no únicamente se incrementará el esfuerzo efectivo en el suelo de apoyo, sino también implica un ahorro del tiempo y costo de construcción para todo el proyecto, y
 3. Para evitar o minimizar las grietas de tensión en la superficie, debidas a los desplazamientos laterales durante el periodo de precarga, mediante presión de vacío.

REFERENCIAS.

- Ajlouni, M. A. (2000). *“Geotechnical properties of peat and related engineering problems.”* Thesis. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Adams, J. (1965). *“The engineering behavior of a canadian muskeg.”* Proc., 6th Int. Conf. Soil and Found. Engrg. Montreal, Canada, 1, pp. 3-7.
- Andrejko, M. J., Fiene, F. and Cohen, A. D. (1983). *“Comparison of ashing techniques for determination of the inorganic content of peats.”* In: Jarrett, P.M. (Ed.), Philadelphia, pp. 5– 20.
- Arman, A. (1923). *“A definition of organic soils—an engineering definition.”* Engineering Research Bulletin, 101. Division of Engineering Research, Louisiana State University, Baton Rouge.
- ASTM D1997 (Reapproved 1996) *“Standard test method for laboratory determination of the fiber content of peat samples by dry mass.”*
- ASTM D2573 *“Standard test method for field vane shear test in cohesive soil.”*
- ASTM D2974 (Reapproved 1995) *“Standard test methods for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic.”*
- ASTM D4427 (Reapproved 1997) *“Standard classification of peat samples by laboratory testing.”*
- ASTM D4544 (Reapproved 2002) *“Standard practice for estimating peat deposit thickness.”*
- ASTM D5715 *“Standard test method for estimating the degree of humification of peat and other organic soils (visual/manual method).”*

- Azzouz, A. S., Krizek, R. J. and Corotis, R. B. (1976). *“Regression analysis of soil compressibility.”* Soils and Foundations, 16(2), pp. 19-29.
- Barron, R. A. (1948). *“Consolidation of fine-grained soils by drain wells.”* Transactions ASCE, 113, pp. 718-754.
- Bergado, D. T., Chai, J.-C., Miura, N. and Balasubramaniam, A. S. (1998). *“PVD improvement of soft Bangkok clay with combined vacuum and reduced sand embankment preloading.”* Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotechnical Society, 29(1), pp. 95-121.
- Berry, P. L., and Poskitt, T. J. (1972). *“The consolidation of peat.”* Geotechnique, London, England, 22.
- Berry, P. L. and Vickers, B. (1975). *“Consolidation of fibrous peat.”* J. Geotech. Engrg., ASCE, 101(8), pp. 741-753.
- Berry, P. L. (1983). *“Application of consolidation theory for peat to the design of a reclamation scheme by preloading.”* Q. J. Eng. Geol., London, 16(9), pp. 103-112.
- Boylan, N., Long, M. and Mathijssen (2011) *“In situ strength characterisation of peat and organic soil using full-flow penetrometers.”* Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 48, pp. 1085-1099.
- Buisman, A. S. K. (1936). *“Results of long duration settlement tests.”* Proceedings First International Conference on SMFE, Cambridge, Mass., 1, pp. 103-106.
- Casagrande, A., and Fadum, R. E. (1940). *“Notes on soil testing for engineering purposes: soil mech.”* Series N° 8 Harvard Graduate School of Engineering.

- Casagrande, A. (1948). "*Classification and identification of soils.*" Trans. ASCE, 113.
- Cameron, C. C., Esterle, J. S. and Palmer, C. A. (1989). "*The geology, botany and chemistry of selected peat-forming environments from temperate and tropical latitudes.*" Int. J. Coal Geology, 12, pp. 105-156.
- Chai, J. C., Carter, J. P. and Hayashi, S. (2005). "*Ground deformation induced by vacuum consolidation.*" J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 131(12), pp. 1552–1561.
- Chynoweth, D. P. (1983). "*A novel process for biogasification of peat.*" Proc. Int. Symp. On Peat Utilization, Bemidji, Minnesota, pp. 159-171.
- Cola, S. and Cortellazzo, G. (2005). "*The shear strength behavior of two peaty soils.*" Geotech. and Geol. Eng., 23, pp. 679–695.
- Colleselli, F., Cortellazzo, G. and Cola, S. (2000). "*Laboratory testing of italian peat soils.*" In: Geotechnics of High Water Content Materials, ASTM STP 1374, Edil, T.B., and Fox, P.J., (Eds), American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- Colley, B. E. (1950). "*Construction of highways over peat and muck areas.*" American Highway, 29(1), pp. 3-7.
- CSSC. (1987). "*The canadian system of soil classification.*" Agriculture Canada Expert Committee on Soil Survey, Ottawa, Canada.
- Dam, T. K., Sandanbata, I. and Kimura M. (2006). "*Vacuum consolidation method- worldwide practice and the latest improvement in Japan.*" Geotech Testing J., 3(3), pp. 1–14.

- Davis, J. H. (1946). *“The peat deposits of Florida: their occurrence, development and uses.”* Florida Geological Survey Bulletin 30. Tallahassee, FL.
- Davis, J. H. (1997). *“The peat deposits of Florida their occurrence, development and uses.”* Florida Geological Survey. Geological Bulletin, 3.
- Den Hann, E. J. (1994). *“Vertical compression of soils.”* Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- Department of Transportation and Public Facilities of Alaska (2007). *“Guide to description and classification of peat and organic soil.”*
- Dhowian, A. W. (1978). *“Consolidation effects on properties of highly compressible soils – peat.”* Ph. D thesis, University of Wisconsin – Madison.
- Dhowian, A. W. and Edil T. B. (1979). *“Analysis of long-term compression of peats.”* Geotechnical Engineering, 10.
- Dhowian, A. W. and Edil T. B., (1980). *“Consolidation behavior of peats.”* Geotech Testing J., 3(3), pp. 105–114.
- Dhowian, A. W., and Edil T. B., (1981). *“At-rest lateral pressure of peat soils.”* Conf. on Sedimentation and Consolidation Model, ASCE, San Francisco, pp. 411-424.
- Edil, T. B. (1981). *“Use of preloading for construction on peat.”* Unpublished Report, University of Wisconsin Madison.
- Edil T. B. (2001). *“Site characterization in peat and organic soils.”* Proc. Int. Conf. on in situ measurement of soil properties and case histories, Bali, Indonesia, pp. 49–59.

- Edil, T. B. (2003). *“Recent advances in geotechnical characterization and construction over peats and organic soils.”* Putrajaya (Malaysia): 2nd International Conferences in Soft Soil Engineering and Technology.
- Edil, T. B. and Mochtar, N. E. (1984). *“Prediction of peat settlement.”* Proc. Sedimentation Consolidation Models Symp. Prediction and Validation, ASCE, San Francisco. California, pp. 411-424.
- Farrell E. R. and Hebib S. (1998). *“The determination of the geotechnical parameters of organic soils.”* Proceedings of International Symposium on Problematic Soils, IS-TOHOKU 98, Sendai, Japan, pp. 33–36.
- Fox, P. J. and Edil, T. B. (1996). *“Effect of stress and temperature on secondary compression of peat.”* *Geotech. J.* 33, pp. 405-415.
- Gautschi, M. A. (1965). *“Peat as a foundation soil.”* Research Summary Report, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.
- Gibson, R. E. and Lo, K. Y. (1961). *“A theory of consolidation of soil exhibiting secondary compression.”* Norwegian Geotechnical Institute., 78(5), pp. 179–215.
- Golebiewska, A. (1983) *“Vane testing in peat.”* Proc. 7th Danube ECSMFE, Kishinev, 1, pp. 113–117.
- Gruen, H. A. (1982). *“The shear strength of peat.”* Internal Report Ground Engineering, N° 103, Purdue University, West Lafayette, Indiana.
- Gruen, H. A. and Lovell, C.W. (1983). *“Use of peats as embankments foundations.”* Joint Highway Research Project Purdue University, West Lafayette, Indiana, pp. 1–132.

- Hanrahan, E. T. (1954). *“An investigation of some physical properties of peat.”* Geotechnique, London, England, 4(2), pp. 108-123.
- Hanrahan E. T. (1994). *“Discussion on major canal reconstruction in peat by Pigott et al.”* Pro. Instn. Civ. Engrs. Water Marit. & Energy, 106, pp. 399-403.
- Hansbo, S. (1991). *“Full-scale investigations of the effect of vertical drains on the consolidation of a peat deposit overlying clay.”* De Mello Volume, Published by Editoria Edgard Bldcher LTDA, Caixa Postal 5450, 01051 Sao Paolo Brasil.
- Hanzawa H., Kishida T., Fukasawa T. and Asada H. (1994). *“A case study of the application of direct shear and cone penetration tests to soil investigation, design and quality control for peaty soils.”* Soils and Foundations, 34(4), pp. 13–22.
- Hartlen, J., and Wolski, W. (1996) *“Embankments on organic soils”*. 1st Edn., Elsevier. Amsterdam, the Netherlands, ISBN: 0-444-88273-1.
- Hausmann, M. R. and Lee, K. L. (1976). *“Strength characteristics of reinforced soil.”* Int Symp. New Horizons in Construction Materials, Lehigh University.
- Hausmann, M. R. (1990). *“Engineering principles of ground modification.”* McGraw-Hill.
- Hayashi, H., Nishikawa, J. and Sawai, K. (2003). *“Performance of vacuum consolidation method in peat ground.”* Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. Vermeer, Schweiger, Karstunen & Cudny (eds.), pp. 1–6.
- Helenelund, K. V. (1975). *“Geotechnical peat investigations”*, Proceedings First Baltic Conference on SMFE, Gdansk, Poland, 1, pp. 106-123.

- Hight, D. W. (1993). “*A review of sampling effects in clays and sands.*” Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour, Society for Underwater Technology, 28, pp. 115-146.
- Holtz, R. D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Pedroni, S. (1991). “*Prefabricated vertical drains: design and performance.*” In CIRIA ground engineering report: ground improvement. London: Butterworth-Heinemann.
- Huat, B. K. (2004). “*Organic and peat soil engineering.*” Universiti Putra Malaysia Press.
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C. and Sathananthan, I. (2005). “*Radial consolidation of clay using compressibility indices and varying horizontal permeability.*” Canadian Geotechnical Journal., 42, pp. 1330–1341.
- Indraratna, B., Geng, X. and Rujikiatkamjorn, C. (2010). “*Review of methods of analysis for the use of vacuum preloading and vertical drains for soft clay improvement.*” J. Geomech. and Geoengin., 5(4), pp. 223–236.
- Jarrett, P. M. (1983). “*ASTM-D 2979, Summary of testing of peats and organic soils.*” In: Jarrett, P.M. (Ed.), Testing of Peats and Organic Soils. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 233–237.
- Jones, D. B., Beasley, D. H. and Pollock, D. J. (1986). “*Ground treatment by surcharging on deposits of soft clays and peat.*” Proc. Conf. on Building on Marginal and derelict land, L. C. E., Glasgow, pp. 679-695.
- Karesniemi, K. (1972). “*Dependence of humification degree on certain properties of peat.*” Proceedingd 4th International Peat Congr., Helsinki, 2, pp. 273-282.

- Karlsson, R., and Hansbo, (1981). *“Soil classification and identification.”* 1st Edn., Swedish Council for Building Research, Stockholm, ISBN: 0-444-88549-8.
- Kazemian, S., Huat, B. B. K., Prasan, A. and Barghchi, M. (2011). *“A state of art review of peat: geotechnical engineering perspective.”* International J of the Physical Sciences., 6(8), pp. 1974–1981.
- Kearns, F. L., Autin, W. J. and Gerdes, R.G. (1982). *“Occurrence and stratigraphy of organic deposits, St. Mary Parish, Louisiana.”* GSA Abstracts With Programs, N.E. and S.E. Sections. Louisiana Geological Survey (LGS), GSA annual meeting, Washington, DC, USA.
- Keene, P. and Zawodniak, C. D. (1968). *“Embankment construction on peat utilizing hydraulic fill.”* Proc., Advances in Peatlands Engineering, Ottawa, Canada, pp. 45-50.
- Kivinen, E. (1963). *“On the spread and characteristics of bogs in Finland.”* In: Robertson, R.A. (Ed.), Transactions of the 2nd International Peat Congress (1963), Leningrad USSR. Her Majesty’s Stationary Office, Edinburgh, pp. 15– 26.
- Kjellman, W. (1952). *“Consolidation of clayey soils by atmospheric pressure.”* In Proceedings of a Conference on Soil Stabilization, Massachusetts Institute of Technology, Boston, pp. 258-263.
- Kogure, K. and Ohira, Y. (1977). *“Statistical forecasting of compressibility of peaty ground.”* Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 14(4), pp. 562-570.
- Kogure, K. H., Yamaguchi H. and Shogaki. (1993). *“Physical and pore properties of fibrous peat deposit.”* Proceeding of the 11th Southeast Asian Geotechnique Conference, Singapore.

- Landva, A. O. (1980a). *“Geotechnical behavior and testing of peat.”* Ph. D thesis, Laval University, Guebec.
- Landva, A. O. (1980b). *“Vane testing in peat.”* Canadian Geotechnical Journal, 17(1), pp. 1-19.
- Landva, A. O. and Peck K. W. (1980). *“Behavior of roads and test fills on peat, Escuminac, N. B.”* NRC of Canada Technical Memorandum N° 127, pp 52-91.
- Landva, A. O. and Pheeney P. E. (1980). *“Peat fabric and structure.”* Geotechnique., 17, pp. 416–435.
- Landva A. O. and La Rochelle P. (1983). *“Compressibility and shear strength characteristics of Radforth peats.”* Testing of Peats and Organic Soils, ASTM STP 820, P.M. Jarrett (ed.), pp. 157–191.
- Landva, A. O., Korpijaakko, E. O. and Pheeney, P. E., (1983). *“Geotechnical classification of peats and organic soils.”* In STP 820, P.M. Jarrett (Ed.). ASTM Committee D-18 Symposium, Toronto, Canada, pp. 37-51.
- Landva, A. O. (2009). *“Characteristics of organic soils and construction on organic terrain.”* Cross Canada Lectura Tour Spring 2009.
- La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M. and Leroueil, S. (1981). *“Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils.”* Canadian Geotech. J., 18(1), pp. 52-66.
- Lea, F. M. (1956). *“The chemistry of cement and concrete,* Edward Arnold (Publishers) Ltd., London.

- Lea, N. D. and Brawner, C. O. (1963). *“Highway design and construction over peat deposits in the lower British Columbia.”* Highway Research Record, 7, pp. 1-32.
- Lefebvre, G. K. and Poulin, C. (1984). *“A new method of sampling in sensitive clay.”* Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 16(1), pp. 226-233.
- Lefebvre, G. K., Langlois, P., Lupien, C. and Lavallde, J. G. (1984). *“Laboratory testing and in-situ behavior of peat as embankment foundation.”* Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 21(2), pp. 101-108.
- Leonards, G. A. and Girault, P. (1961). *“Study of the one-dimensional consolidation test.”* Geotechnique., 17, pp. 416–435.
- Leoni, A. J. (1987). *“Apuntes de resistencia al corte.”* Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional de la Plata.
- Levesque, M. Jacquin, F. and Polo, A. (1980). *“Comparative biodegradability of Shagnum and Sedge peat from France.”* Proc., 6th Int. Peat Congress, Duluth, Minnesota, pp. 584-590.
- Lewis, W. A. (1956). *“The settlement of the approach embankments to a new road bridge at lockford, west suffolk.”* Geotechnique, London, England, 6(3), pp. 106-114.
- Long, M. (2005). *“Review of peat strength, peat characterization and constitutive modelling of peat with reference to landslides.”* Studio Geotechnica et Mechanica., 27(3-4), pp. 67–90.

- MacFarlane, I. C. (1969). *“Muskeg engineering handbook.”* Muskeg Subcommittee of the NRC Associate Committee on Geotechnical Research, University of Toronto Press.
- Maeguchi, S., Sakai, K. and Oyamada, H. (1965). *“On soil investigations of the foundation of Kuehiro power station.”* Soil and Foundation, Japanese Society of SMFE, 13(8), pp. 3-9.
- Magnan, J. P. (1980). *“Classification géotechnique des sols; 1-A propo de la classification LPC.”* Bulletin de Liaison des Laboratoires des ponts el Chaussées, Paris, 105. pp. 49-52.
- Manh, V. and Bao, W. (2009). *“Vacuum preloading with vertical drains theory and recent developments – applications”* Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, P. R. China.
- Mankinen, G. W. and Gelfer, B. (1982). *“Comprehensive use of peat in the U.S.S.R. DOE Fifth Technical Conference on Peat.”* U.S. Department of Energy, Bethesda, MD, pp. 44– 54.
- Masse, F., Spaulding, C. and Varaksin, S. (2001). *“Vacuum consolidation-A review of 12 years of successful development.”* ASCE Geo-Odyssey, Virginia Tech.
- Mesri, G. and Olson, R. E. (1971). *“Mechanisms controlling the permeability of clays.”* Clays Clay Miner., 19(3), pp. 151–158.
- Mesri, G. (1973). *“Coefficient of secondary compression.”* J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 99(1), pp. 123–137.
- Mesri, G., Rokhsar, A. and Bohor, B. F. (1975). *“Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay.”* Geotechnique, 25(3), pp. 527–554.

- Mesri, G., Kwan Lo, D. O. and Feng, T. W. (1994). “*Settlement of embankments on soft clays.*” Vertical and horizontal deformation of foundations and embankments, A. T. Yeung and G. Y. Félio, eds., ASCE, New York, pp. 8–56.
- Mesri, G., Stark, T. D., Ajlouni, M. A. and Chen, C. S. (1997). “*Secondary compression of peat with or without surcharging.*” J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 123(5), pp. 411–421.
- Mesri, G. and Ajlouni, M. (2007). “Engineering properties of fibrous peats.” J. Geotech. Geoenviron. Eng., 133(7), pp. 850–866.
- Mitchell, J. K. (1993). “Fundamentals of soil behavior.” 2nd Ed., John Wiley and Sons, New York, ISBN: 0-471-85640-1.
- Miyakawa, J. (1960). “*Some aspects of road construction over peaty or marshy areas in Hokkaido, with particular reference to filling methods.*” Civ. Eng. Res. Inst., Hokkaido Development Bureau, Sapporo, Japan.
- Mochtar, Noor Endah. (1997). “*Perbedaan perilaku teknis tanah lempung dan tanah gambut (Peat Soil).*”, Jurnal Geoteknik, Himpunan Ahli Teknik Tanah Indonesia, 3(1), pp. 16-34.
- Moris, N. (1989). “*Composition of organic materials of peat soils in Peninsular Malaysia.*” In: Zauyah, S., Wong, C.B., Paramanathan, S. (Eds.), Recent Developments in Soil Genesis and Classification, Kuala Lumpur, Malaysia. Malaysian Society of Soil Science, Kuala Lumpur, MY, pp. 81–87.
- Murat, H. A. (2009). “*2nd International conference on new developments in soil mechanics and geotechnical.*” Near East University, Nicosia, North Cyprus, pp. 214– 221.

- Muskeg Engineering Handbook 1969. Muskeg Subcommittee of the NRC Associate Committee on Geotechnical Research. Edited by I.C. MacFarlane. University of Toronto Press.
- Myslinska E. (2003). "*Classification of organic soils for engineering geology.*" Warzawa. Geological Quarterly., 47 (1), pp. 39–42.
- Nakayama, M., Yamaguchi, H. and Kougra, K. (1990). "*Change in pore size distribution of fibrous peat under various one-dimensional consolidation conditions.*" Memories on Defense Academy. 30(1), pp. 1-27.
- NG, S. Y. and Eischens, G. R. (1983). "*Repeated short-term consolidation of peats.*" Testing of Peat and Organic Soils, ASTM STP 820, pp. 192-206.
- Noto, Shigeyuki. (1991). "*Peat engineering handbook.*" Civil Engineering Research.
- Nurly, G. (2006). "*Determination of coefficient of rate of horizontal consolidation of peat soil.*" Technological University of Malaysia, Malaysia, pp. 1-122.
- Nurly, G. and Yulindasari, S. (2007). "*Long term compression behavior of fibrous peat.*" Malaysia J. of Civil Eng., 19(2), pp. 104–116.
- Olson. R. E. and Mesri, G. (1970). "*Mechanisms controlling compressibility of clays.*" J. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96 (SM6), 1863-1878. Institute, Hokkaido development Agency, Prime Minister's Office, Japan.
- Peck, R. B., Hanson W. E. and Thornburn, T. H. (1976). "*Foundation engineering.*" 2nd Ed., John Wiley and Sons, New York, ISBN: 0-471-67585-7.

- Perrin, J. (1974). "*Classification des sols organiques.*" Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, 69, pp. 39-47.
- Qian, J. H., Zhao, W. B., Cheung, Y. K. and Lee, P. K. K. (1992). "*The theory and practice of vacuum preloading.*" Computers and Geotechnics, 13, pp. 103-118.
- Robinson, R. G. (2003). "*Study on the beginning of secondary compression of soil.*" J. Test. Eval., 31, pp. 388–397.
- Samson, L. and La Rochelle, P. (1972). "*Design and performance of an expressway constructed over peat by preloading.*" Can. Geotech. J., Ottawa, Canada., 9(4), pp. 447–466.
- Schelkoph, G. M., Hasset, D. J. and Weber, B. J. (1983). "*A comparative study of preparation and analytical methods for peat.*" Testing of Peat and Organic Soils, ASTM STP 820, pp. 99-110.
- Shang, J. Q., Tang, M. and Miao, Z. (1998). "*Vacuum preloading consolidation of reclaimed land: a case study.*" Can. Geotech. J., 35, pp. 740–749.
- Soper, E. K. and Obson, C. C. (1922). "*The occurrence and uses of Peat in the United States, U. S.G.S.*" *Bulletin*. 728, pp. 1-207.
- Termaat, R. and Topolnicki, M. (1994). "*Biaxial tests with natural and artificial peat.*" Proc., International Workshop on Advances in Understanding and Modeling the Mechanical Behavior of Peat, Delft, Netherlands, pp. 241-251.
- Terzaghi, K. (1925). "*Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer.*" Grundlage, Leipzig.

- Tran. T. A., Mitachi, T. and Yamazoe, N. (2004). “*2D Finite element analysis of soft ground improvement by vacuum embankment preloading.*” Proceedings, 44th Annual Conference of Japanese Geotechnical Society, Hokkaido Branch, pp. 127-132.

- Vivi, A. (2006). “*Shear strength improvement of peat soil due to consolidation.*” Master Dissertation, Technological University of Malaysia, Malaysia, pp. 1-110.

- Von Post L. (1922). “*Sveriges Geologiska Undersöningens Torvinventering och Några av dess Hittills Vunna Resultat.*” (SGU’s peat inventory and some preliminary results). Svenska Mosskulturföreningens Tidsskrift. J. Swedish Moss Culture Society, Jönköping, Sweden, 36.

- Weber, W. G. (1969). “*Performance of embankments constructed over peat.*” J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 95(1), pp. 53–76.

- Wong, L. S. (2005). “*Laboratory evaluation of horizontal coefficient of consolidation C_h of fibrous peat soil.*” Master Dissertation, Technological University of Malaysia, Malaysia, pp. 1-121.

- Wong, L. S. Hashim, R. and Ali, F. H. (2009). “*A review on hydraulic conductivity and compressibility of peat.*” J of Applied Sciences., 9(18), pp. 3207–3218.

- Wust R. A. J., Bustin R. M. and Lavkulich L. M. (2003). “*New classification systems for tropical organic-rich deposits based on studies of the Tasek Bera Basin.*” Malaysia. Catena 53, pp. 133–163.

- Yamaguchi, H., Ohira, Y., Kogure, K. and Mori, S. (1985). “*Deformation and strength properties of peat.*” Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found Engrg., San Francisco, 4(2), pp. 2461-2464.

- Yamaguchi, H., Yamauchi, K. and Kawano, K. (1987). “*Simple shear properties of peat.*” Proc. 6th. Int. Symp. Geotech. Engrg. Soft Soils, Ciudad, Mexico, pp. 163-170.
- Yamaguchi, H. (1990). “*Physicochemical and mechanical properties of peats and peaty ground.*” Proc. 6th. Int. Congress Int. Assoc. Eng. Geol., Balkema, Rotterdam, pp. 521-526.
- Yulindasari, S., (2006). “*Compressibility characteristics of fibrous peat soil.*” Master Dissertation, Technological University of Malaysia, Malaysia, pp. 1-239.
- Geopac (2010)
<http://www.geopac.ca>
- Menard (2010).
<http://www.menard.es>
- Surya Utama Organization (2010).
<http://geostructuredynamics.com/en/service/vacuum-system>

ANEXO A



Standard Test Method for Laboratory Determination of the Fiber Content of Peat Samples by Dry Mass¹

This standard is issued under the fixed designation D 1997; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This test method covers the laboratory determination of the fiber content of samples of peat (as defined in Classification D 4427) by dry mass. It also may be used for non-peat organic soil materials.

1.2 Because this test method is simple and requires no sophisticated equipment to perform, it is especially recommended for routine reconnaissance work, where large numbers of samples need to be tested and mineral contents are low.

1.3 The values stated in SI units are to be regarded as the standard.

1.4 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

D 2974 Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils²

D 4427 Classification of Peat Samples by Laboratory Testing²

E 11 Specification for Wire-Cloth Sieves for Testing Purposes³

3. Terminology

3.1 Definition of Term Specific to This Standard:

3.1.1 *fiber*—a fragment or piece of plant tissue that retains a recognizable cellular structure and is large enough to be retained on a 100-mesh sieve (openings 150 μm). Plant materials larger than 20 mm in smallest dimension are not considered fibers.

4. Summary of Test Method⁴

4.1 A known mass of undisturbed, undried peat is soaked in a dispersing agent (5 % sodium hexametaphosphate) for approximately 15 h. The material is then washed through a 100-mesh (150 μm) sieve (see Specification E 11) by application of a gentle flow of tap water. The fibrous material left on the sieve is oven-dried (at 105°C) until a constant mass is achieved. The mass of fiber is expressed as a percentage of the oven-dried mass of the original sample.

5. Significance and Use

5.1 The purpose of this test method is to standardize the procedure for determining fiber content of peat samples by dry mass.

5.2 A standard test method for determining the quantity of fibers in a peat sample is necessary not only for classifying samples (as in Classification D 4427), but is also a significant parameter in predicting or defining the many end uses of peat. In this regard, fiber content has been related to agricultural and horticultural end uses (such as mulching, soil enrichment, etc.), geotechnical measurements (such as strength, compressibility, permeability, etc.), industrial chemical uses (such as production of waxes, activated carbon, medicinals, etc.), and even energy uses (such as direct combustion, methanol production, gas yields, etc.).

6. Apparatus

6.1 *Sieve*, standard ASTM 100 mesh (150 μm) (see Specification E 11).

6.2 *Drying Oven*, capable of being set at 105°C \pm 5°C.

6.3 *Balance*, capable of measuring at least to the nearest milligram.

6.4 *Standard Laboratory Stirrer*, capable of being set to 240 r/min.

6.5 *Beaker*, 1000-mL capacity.

6.6 *Large Funnel*.

6.7 *Hydrochloric Acid (HCl) Tank or Pan*.

6.8 *Filter Paper*.

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.18 on Peats and Related Materials.

Current edition approved April 15, 1991. Published June 1991.

² *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.08.

³ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 14.02.

⁴ This test method is a modified version of one described in: Riley, J. L., "Laboratory Methods for Testing Peat," Ontario Peatland Inventory Project, Ontario Geological Survey Open File Report 5572, 1986, p. 21–22.

7. Reagents

- 7.1 *Sodium Hexametaphosphate*, 5 % solution.
 7.2 *Hydrochloric Acid (HCl)*, 2 % solution.

8. Procedure

8.1 Select a representative sample of undried peat and determine its water content in accordance with Test Methods D 2974.

8.2 Separate out a specimen of approximately 100 g and record its mass, M .

8.3 Place this specimen in a 1000 mL beaker and add approximately 500 mL of 5 % sodium hexametaphosphate solution (dispersing agent). Stir thoroughly and let stand for at least 15 h.

8.4 After the specimen has stood 15 h, stir it thoroughly using a laboratory stirrer at 240 r/min for 10 min. Avoid higher speeds or longer stirring periods.

8.5 Pour over a 100 mesh (150 μm) stainless steel sieve (or piece of sieve screen) held over a sink or other suitable container for disposal.

8.6 Wash to peat on the screen using a rubber hose attached to a water faucet. Avoid a jet of high pressure water that would tend to force the fiber through the screen or splash it out over the top of the sieve. Wash until water passing through the screen is clear.

8.7 Place the sieve with the peat fiber into a shallow tank containing a 2 % solution of HCl for at least 10 min (to dissolve any carbonates that may be present).

8.8 Wash again with water to remove residual HCl (approximately 5 min). Dispose waste solution containing HCl safely.

8.9 Remove from the screen any large mineral grains and also any large (greater than 20 mm pieces of plant material such as roots or wood).

8.10 Invert screen over a large funnel containing a piece of filter paper of known mass to the nearest milligram (Whatman

#4 or equivalent). Wash all of the fibers off the screen into the funnel from the back of the screen to dislodge any fibers stuck to the screen.

8.11 After the water has drained through the funnel, remove the filter paper containing the fibers and dry in a drying oven set at 105°C until a constant mass is achieved (at least 24 h).

8.12 Record the mass of the dried sample to the nearest milligram. This mass minus the mass of the filter paper is the mass of the fibers. Record this mass as M_f .

8.13 It may be necessary to ash the sample in accord with Test Methods D 2974 to separate the mineral content. Rewash the residue after ashing, and record the mass. Then subtract this mass from M_f in order to obtain a true mass of fibers.

9. Calculation

9.1 The initial mass of dry soils $M_s = (100 - w)M$ if water content is expressed as a percent of the as-received mass of $M_s = [M/(w + 100)] \times 100$ if the water content is expressed as a percent of the oven dry mass.

$$9.2 \text{ Fiber content, \%} = M_f/M_s \times 100$$

where:

M_f = dry mass of fibers (from 7.12 or 7.13),

M_s = initial dry mass of soil,

M = initial total mass of sample, and

w = %water as determined in Test Methods D 2974.

10. Precision and Bias

10.1 The precision of these test methods has not yet been determined. Data are being sought that will be suitable for use in developing precision statements.

11. Keywords

11.1 deposit thickness; peat; probing

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.

This standard is copyrighted by ASTM, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (<http://www.astm.org>).



Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils¹

This standard is issued under the fixed designation D 2974; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 These test methods cover the measurement of moisture content, ash content, and organic matter in peats and other organic soils, such as organic clays, silts, and mucks.

1.2 The values stated in SI units are to be regarded as the standard.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Summary of Test Methods

2.1 *Test Method A*—Moisture is determined by drying a peat or organic soil sample at 105°C. The moisture content is expressed either as a percent of the oven dry mass or of the as-received mass.

2.2 *Test Method B*—This is an alternative moisture method which removes the total moisture in two steps: (1) evaporation of moisture in air at room temperature (air-drying), and (2) the subsequent oven drying of the air-dried sample at 105°C. This method provides a more stable sample, the air-dried sample, when tests for nitrogen, pH, cation exchange, and the like are to be made.

2.3 *Test Methods C and D*—Ash content of a peat or organic soil sample is determined by igniting the oven-dried sample from the moisture content determination in a muffle furnace at 440°C (Method C) or 750°C (Method D). The substance remaining after ignition is the ash. The ash content is expressed as a percentage of the mass of the oven-dried sample.

2.4 Organic matter is determined by subtracting percent ash content from one hundred.

3. Apparatus

3.1 *Oven*, capable of being regulated to a constant temperature of 105 ± 5°C.

NOTE 1—The temperature of 105°C is quite critical for organic soils. The oven should be checked for “hot spots” to avoid possible ignition of the specimen.

¹ These test methods are under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and are the direct responsibility of Subcommittee D18.18 on Peats and Related Materials.

Current edition approved May 29, 1987. Published July 1987. Originally published as D 2974 – 71. Last previous edition D 2974 – 84.

3.2 *Muffle Furnace*, capable of producing constant temperatures of 440°C and 750°C.

3.3 *Evaporating Dishes*, of high silica or porcelain of not less than 100-mL capacity.

3.4 *Blender*, high-speed.

3.5 *Aluminum Foil*, heavy-duty.

3.6 *Porcelain Pan, Spoons*, and equipment of the like.

3.7 *Desiccator*.

4. Preparation of Sample

4.1 Place a representative field sample on a square rubber sheet, oil cloth, or equivalent material. Reduce the sample to the quantity required by quartering and place in a moisture-proof container. Work rapidly to prevent moisture loss or perform the operation in a room with a high humidity.

MOISTURE CONTENT

5. Test Method A

5.1 Record to the nearest 0.01 g the mass of a high silica or porcelain evaporating dish fitted with a heavy-duty aluminum foil cover. The dish shall have a capacity of not less than 100 mL.

5.2 Mix thoroughly the representative sample and place a test specimen of at least 50 g in the container described in 5.1. Crush soft lumps with a spoon or spatula. The thickness of peat in the container should not exceed 3 cm.

5.3 Cover immediately with the aluminum foil cover and record the mass to the nearest 0.01 g.

5.4 Dry uncovered for at least 16 h at 105°C or until there is no change in mass of the sample after further drying periods in excess of 1 h. Remove from the oven, cover tightly, cool in a desiccator, and record the mass.

6. Test Method A Calculation

6.1 Calculate the moisture content as follows:

$$\text{Moisture Content, \%} = [(A - B) \times 100]/A \quad (1)$$

where:

A = mass of the as-received test specimen, g, and

B = mass of the oven-dried specimen, g.

6.1.1 This calculation is used primarily for agriculture, forestry, energy, and horticultural purposes and the result should be referred to as the moisture content as a percentage of as-received or total mass.

6.2 An alternative calculation is as follows:

$$\text{Moisture Content, \%} = [(A - B) \times 100]/B \quad (2)$$

where:

A = as-received test specimen, g, and

B = mass of the oven-dried specimen, g.

6.2.1 This calculation is used primarily for geotechnical purposes and the result should be referred to as the moisture content as a percentage of oven-dried mass.

6.3 Take care to indicate the calculation method used.

7. Test Method B

7.1 This test method should be used if pH, nitrogen content, cation exchange capacity, and the like are to be tested.

7.2 Mix the sample thoroughly and select a 100 to 300 g representative sample. Determine the mass of this sample and spread evenly on a large flat pan. Crush soft lumps with a spoon or spatula and let the sample come to moisture equilibrium with room air. This will require at least 24 h. Stir occasionally to maintain maximum air exposure of the entire sample. When the mass of the sample reaches a constant value, calculate the moisture removed during air drying as a percentage of the as-received mass.

7.3 Grind a representative portion of the air-dried sample for 1 to 2 min in a high-speed blender. Use the ground portion for moisture, ash, nitrogen, cation exchange capacity tests, and the like.

7.4 Thoroughly mix the air-dried, ground sample. Weigh to the nearest 0.01 g the equivalent of 50 g of test specimen on an as-received basis. Determine the amount, in grams, of air-dried sample equivalent to 50 g of as-received sample, as follows:

$$\text{Equivalent Sample Mass, g} = 50.0 - [(50 \times M)/100] \quad (3)$$

where:

M = moisture removed in air drying, %.

7.5 Place the sample in a container as described in 5.1 and proceed as in Method A.

8. Test Method B Calculation

8.1 Calculate the moisture content as follows:

$$\text{Moisture Content, \%} = (50 - B) \times 2 \quad (4)$$

where:

B = oven-dried sample, g.

8.1.1 This calculation gives moisture content as a percentage of as-received mass.

8.2 An alternative calculation is as follows:

$$\text{Moisture Content, \%} = [(50 - B) \times 100]/B \quad (5)$$

8.2.1 This calculation gives moisture content as a percentage of oven-dried mass.

ASH CONTENT

9. Test Method C

9.1 Determine the mass of a covered high-silica or porcelain dish.

9.2 Place a part of or all of the oven-dried test specimen from a moisture determination in the dish and determine the mass of the dish and specimen.

9.3 Remove the cover and place the dish in a muffle furnace. Gradually bring the temperature in the furnace to 440°C and hold until the specimen is completely ashed (no change of mass occurs after a further period of heating).

9.4 Cover with the retained aluminum foil cover, cool in a desiccator, and determine the mass.

9.5 This test method should be used for all geotechnical and general classification purposes.

10. Test Method D

10.1 Determine the mass of a covered high-silica or porcelain dish.

10.2 Place a part of or all of the oven-dried test specimen from a moisture determination in the dish and determine the mass of the dish and specimen.

10.3 Remove the cover and place the dish in a muffle furnace. Gradually bring the temperature in the furnace to 750°C and hold until the specimen is completely ashed (no change of mass occurs after a further period of heating).

10.4 Cover with the retained aluminum foil cover, cool in a desiccator, and determine the mass.

10.5 This test method should be used when peats are being evaluated for use as a fuel.

11. Calculation for Test Methods C and D

11.1 Calculate the ash content as follows:

$$\text{Ash Content, \%} = (C \times 100)/B \quad (6)$$

where:

C = ash, g, and

B = oven-dried test specimen, g.

ORGANIC MATTER

12. Calculation

12.1 Determine the amount of organic matter by difference, as follows:

$$\text{Organic matter, \%} = 100.0 - D \quad (7)$$

where:

D = ash content, %.

13. Report

13.1 Report the following information:

13.1.1 Results for organic matter and ash content, to the nearest 0.1 %.

13.1.2 Furnace temperature used for ash content determinations.

13.1.3 Whether moisture contents are by proportion of as-received mass or oven-dried mass.

13.1.3.1 Express results for moisture content as a percentage of as-received mass to the nearest 0.1 %.

13.1.3.2 Express results for moisture content as a percentage of oven-dried mass as follows:

(a) Below 100 % to the nearest 1 %.

(b) Between 100 % and 500 % to the nearest 5 %.

(c) Between 500 % and 1000 % to the nearest 10 %.

(d) Above 1000 % to the nearest 20 %.

14. Precision and Bias

14.1 The precision and bias of these test methods have not

been determined. Data are being sought for use in developing a precision and bias statement.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.



Standard Classification of Peat Samples by Laboratory Testing¹

This standard is issued under the fixed designation D 4427; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense.

1. Scope

1.1 This classification is a system for subdividing and assigning nomenclature to peat samples through laboratory tests.

NOTE 1—A field classification of peat is presently being developed by Subcommittee D18.18.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- D 420 Guide for Investigating and Sampling Soil and Rock²
- D 1997 Test Method for the Laboratory Determination of the Fibre Content of Peat Samples By Dry Mass²
- D 2944 Test Method of Sampling Processed Peat Materials²
- D 2974 Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils²
- D 2976 Test Method for pH of Peat Materials²
- D 2980 Test Method for Volume Weights, Water-Holding Capacity, and Air Capacity of Water Saturated Peat Materials²

3. Terminology

3.1 Definitions:

3.1.1 *peat*—a naturally-occurring highly organic substance derived primarily from plant materials. Peat is distinguished from other organic soil materials by its lower ash content (less than 25 % ash by dry weight (see Test Methods D 2974)), and from other phytogenic material of higher rank (that is, lignite coal) by its lower calorific value on a water saturated basis.

3.2 Definitions of Terms Specific to This Standard:

3.2.1 *absorbency*—the maximum amount of moisture (by weight) that can be held by the peat. This is expressed in terms of the water-holding capacity as measured using Test Method D 2980.

3.2.2 *acidity*—this is expressed as the pH of the peat in water as measured using Test Method D 2976.

3.2.3 *ash content*—the percentage by dry weight of material remaining after the oven dry peat is burned, using the methods described in Test Methods D 2974.

3.2.4 *botanical composition*—the dominant plant genus, genera, or informal plant group identified by visual inspection as comprising a portion of the fiber in the peat.

3.2.5 *fiber content*—the dry weight of fibers remaining on a 100 mesh sieve after wet sieving. Fiber content is expressed as a percentage of the original dry weight, using the method described in Test Method D 1997.

4. Significance and Use

4.1 The purpose of this classification is to standardize the naming of peat materials so that the peat-producer can better identify the product and the peat-consumer better select peat materials to meet requirements. This system may also be used for peat resource evaluations, environmental impact reports, and preliminary engineering studies. The parameters selected for use in this classification are ones which have been determined to relate to the agricultural/horticultural, geotechnical, and energy uses of peats.

5. Sample

5.1 Representative samples of the peat should be used. The size and type of sample required is dependent on the tests to be performed and the coarseness and moisture content of the peat. On taking the sample it should be accurately identified and placed in a sealed container to prevent moisture loss.

6. Basis for Classification

6.1 Fiber Content:

- 6.1.1 *Fibric*—Peat with greater than 67 % fibers.
- 6.1.2 *Hemic*—Peat with between 33 % and 67 % fibers.
- 6.1.3 *Sapric*—Peat with less than 33 % fibers.

NOTE 2—These fiber content categories may be related to the widely used field assessment of the degree of humification (H) developed by Von Post.³ Fibric corresponds approximately to $H_1 - H_3$, hemic to $H_4 - H_6$, and sapric to $H_7 - H_{10}$.

6.2 Ash Content (as measured by Test Methods D 2974):

- 6.2.1 *Low Ash*—Peat with less than 5 % ash.
- 6.2.2 *Medium Ash*—Peat with between 5 and 15 % ash.
- 6.2.3 *High Ash*—Peat with more than 15 % ash.

6.3 Acidity (as measured by Test Method D 2976):

¹ This classification is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.18 on Peats and Related Materials.

Current edition approved July 15, 1992. Published November 1992. Originally published as D 4427 – 84. Last previous edition D 4427 – 84.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08.

³ Korpijaakko, E. O., and Woolnough, D. F., "Peatland Survey and Inventory", *Muskeg and the Northern Environment in Canada*, University of Toronto Press, 1977.

6.3.1 *Highly Acidic*—Peat with a pH less than 4.5.

6.3.2 *Moderately Acidic*—Peat with a pH between 4.5 and 5.5

6.3.3 *Slightly Acidic*—Peat with a pH greater than 5.5 and less than 7.

6.3.4 *Basic*—Peat with a pH equal to or greater than 7.

6.4 *Absorbency* (as measured by Test Method D 2980):

6.4.1 *Extremely Absorbent*—Peat with a water-holding capacity greater than 1500 %.

6.4.2 *Highly Absorbent*—Peat with a water-holding capacity between 800 and 1500 %.

6.4.3 *Moderately Absorbent*—Peat with a water-holding capacity greater than 300 and less than 800 %.

6.4.4 *Slightly Absorbent*—Peat with a water-holding capacity less than or equal to 300 %.

6.5 *Botanical Composition*—If a botanical designation is required, the following rules of naming should be applied:

6.5.1 If a single botanical names, or other botanical designation, is used (for example, *Sphagnum* Peat, *Taxodium* Peat, Moss Peat, Herbaceous Peat, Woody Peat, etc.), it is required that at least 75 % of the fiber content of that peat be derived from the designated type of plant material.

6.5.2 If more than one botanical designation is used in naming the peat (for example, Reed-Sedge Peat, Bay-Gum Peat, *Myrica-Persea-Salix* Peat, Spruce-Moss-Sedge Peat, etc.), it is required that at least 75 % of the fiber content of that peat be composed of these types of plants as a group. Furthermore, the order of the plant types in the group name should indicate the relative quantity of each type in the peat with the dominant component appearing last.

NOTE 3—For peats with less than 33 % fiber (that is, Sapric) it would be advisable to refrain from using a botanical designation unless a significant portion of the non-fiber can be identified (for example, algal peat).

7. Example of Use of this System

7.1 A peat sample with a fiber content of 55 %, an ash content of 8 %, a pH of 4.7, a water-holding capacity of 1200 %, and with 70 % of its fibers derived from *Sphagnum* and 20 % from *Carex* would be designated a Hemic, Medium Ash, Moderately Acidic, Highly Absorbent, *Carex-Sphagnum* Peat.

8. Precision and Bias

8.1 *Precision*—Due to the nature of the soil or rock materials tested by this method it is either not feasible or too costly at this time to produce multiple specimens which have uniform physical properties. Any variation observed in the data is just as likely to be due to specimen variation as to operator or laboratory testing variation. Subcommittee D18.18 welcomes proposals that would allow for development of a valid precision statement.

8.2 *Bias*—There is no accepted reference value for this test method, therefore, bias cannot be determined.

9. Keywords

9.1 absorbency; acidity; ash content; botanical composition; classification; fiber content; laboratory testing; peat

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.



Standard Practice for Estimating Peat Deposit Thickness¹

This standard is issued under the fixed designation D 4544; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This practice uses a technique of probing to estimate the thickness of surficial peat deposits overlying mineral soil or bedrock. These estimates may be needed for energy, horticultural, or geotechnical purposes.

1.2 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

1.3 *This practice offers a set of instructions for performing one or more specific operations. This document cannot replace education or experience and should be used in conjunction with professional judgment. Not all aspects of this practice may be applicable in all circumstances. This ASTM standard is not intended to represent or replace the standard of care by which the adequacy of a given professional service must be judged, nor should this document be applied without consideration of a project's many unique aspects. The word "Standard" in the title of this document means only that the document has been approved through the ASTM consensus process.*

2. Referenced Documents

2.1 *NRC Canada Document:*
Peat Testing Manual²

3. Terminology

3.1 *Definitions of Terms Specific to This Standard:*

3.1.1 *peat*—a naturally occurring organic substance derived primarily from plant materials.

4. Summary of Practice

4.1 The resistance to penetration of a pushed or driven rod will increase sharply at the boundary of a peat layer with underlying mineral soil or bedrock. When this abrupt change is

measured in a series of probings with an appropriate spacing, the thickness and areal extent of peat can be defined and the volume of peat may be calculated.

4.2 Sampling of the peat may be required to determine the peat characteristics.

5. Significance and Use

5.1 This practice allows the determination of the depth at which the resistance to penetration of a pushed or driven rod increases sharply. When the overlying material is peat and the underlying one is mineral soil or bedrock, the depth of change may be interpreted as the thickness of peat. Successive areal determinations of this depth, in combination with surface measurements of the lateral extent of peat will allow calculation of the volume of peat in the deposit.

6. Interferences

6.1 Sampling of the zone of contact of peat with underlying material is usually necessary to verify the interpretations of material change from the rod penetration resistances.

6.2 Where the peat – mineral transition zone is of significant thickness, or where the peat is underlain by soft clays or marls, further sampling and testing will be required (see 7.2).

6.3 The frequency of sampling is highly dependent upon the physical details of the deposit.

6.4 Penetration of the rod may be prevented by wood pieces in the peat deposit. Data should be examined and rechecked if this occurrence is suspected.

6.5 The thin and flexible nature of the rod strings will limit the depths of penetrating and sampling.

7. Apparatus

7.1 *Graduated Steel Rods*—Penetration is achieved with graduated steel rods of 9.5 ± 1.0 -mm diameter and 1.0 or 1.2-m length,³ which can be threaded together to penetrate a range of thickness. The rods are ringed at 200-mm intervals for easy estimation of depth. A ring with a short threaded end is

¹ This practice is under the jurisdiction of ASTM Committee D18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.18 on Peats and Related Materials.

Current edition approved Feb. 21, 1986. Published April 1986.

² Available from the National Research Council of Canada, Publications Section, Building R-88, Ottawa, Ontario, Canada K1A 0R6.

³ For further information, see Jeglum, J. K., "Method for Measurement of Peat Thickness," *Peat Testing Manual*, Technical Memorandum No. 125, NRC Canada, May 1979, pp. 33–34.

screwed into the last section and another rod or stick inserted horizontally to facilitate pulling out the rod.

7.2 *Piston-Type Sampler*—Sampling is achieved, as necessary, with a piston-type or similar exploratory type sampler, the head of which is threaded into the bottom rod.⁴

8. Procedure

8.1 Align the rod vertically.

8.2 Penetrate the peat with the rod by pushing or driving. Add sections of rod as required.

8.3 Measure the thickness of peat when the resistance to penetration of the rod increases sharply owing to the resistance of the material underlying the peat. It may be possible to hear the scraping of the rod in the underlying soil, especially when it is sand.

8.4 Pull up the rod and seek verification of the resistance change by the presence of mineral material in the threads of the bottom rod.

8.5 Record the lateral position of the sounding.

8.6 Repeat steps 8.1-8.5 as necessary to define the thickness of the peat and its lateral extent.

8.7 At selected locations, attach the sampler and obtain peat and peat – mineral soil contact zone samples. When a piston-type sampler is attached to the bottom rod, the head is pushed down until resistance is met, the rod is pulled up until the central core catches at the end of the outer cylinder, and the open cylinder is then pushed a little further to obtain mineral material.

9. Report

9.1 The report shall include the following specific information:

9.1.1 Name and location of project; names of field party,

9.1.2 A map of the positions penetrated or sampled. Show surface elevations and water levels, where available,

9.1.3 A table of peat depths showing areal locations and noting whether depth was determined by penetration or sampling,

9.1.4 Descriptions of samples taken, along with locations,

9.1.5 Any test data run on samples taken, and

9.1.6 Appropriate description and classification of the peat in the deposit.

10. Keywords

10.1 deposit thickness; peat; probing

⁴ This piston-type sampler and its use is described in *Muskeg Engineering Handbook*, I. C. MacFarlane, ed. Muskeg Subcommittee of the NRC Canada, 1969, pp. 144–145.

ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.

This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).



Standard Test Method for Estimating the Degree of Humification of Peat and Other Organic Soils (Visual/Manual Method)¹

This standard is issued under the fixed designation D 5715; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This test method covers a system for visually discriminating peat and other highly organic soils on the basis of degree of humification.

1.2 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- D 2487 Classification of Soils for Engineering Purposes²
- D 2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)²
- D 2974 Test Method for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Materials²
- D 4427 Classification of Peat Samples by Laboratory Testing²

3. Terminology

3.1 Definitions:

3.1.1 *degree of humification*—as defined by this classification refers to any one of ten categories (indicated by the letter "H"), with H1 being the least humified and H10 being the most humified. In general, the term *humification* relates to the degree of biochemical decomposition of original starting plant components. However, this terminology actually refers to the present visual composition of the peat and highly organic soils regardless of the genesis of this composition.

3.1.2 *organic soils*—soil with a high organic content. In general, organic soils are very compressible and have poor load sustaining properties.

3.1.3 *peat*—a naturally-occurring highly organic substance derived primarily from plant materials. Peat is distinguished from other organic soil materials by its lower ash content (less than 25 % ash by dry weight—see Test Method D 2974) and from other phytogenic material of higher rank (that is, lignite coal) by its lower calorific value on a water saturated basis.

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.18 on Peats and Organic Soils.

Current edition approved April 15, 1995. Published June 1995.

² *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.08.

4. Significance and Use

4.1 The purpose of this classification is to standardize the routine description of and other organic soils for various uses (such as, peatland inventories and resource evaluations). This classification is a modified version of a widely used system originally developed by L. von Post.³ This classification should be used to supplement other field information, such as, site location, surface morphology, surface vegetation, water table, moisture content, fiber content, wood content, and visually identifiable plant types and parts.

4.2 It should be stressed that this is a visual/manual method and is not meant to replace the more precise method of laboratory classification of peat (see Classification D 4427). It should also be noted that this method is independent of the determination of whether a particular deposit contains peat that is defined in Classification D 4427 on the basis of laboratory determination of ash content (see Test Method D 2974).

5. Procedure

5.1 The sample used for this classification can be collected by any of a number of means as long as it still retains its original in-situ composition (that is, moisture as well as solid components). In practice the sample is usually collected using a Macaulay Sampler, Hiller Borer, or similar field reconnaissance peat sample; but, it may be collected by more sophisticated piston coring devices or simply as a grab sample (that is, by hand) or a block sample.

5.2 A representative sample is picked up with the hand and squeezed firmly. The color of the water expelled between the fingers upon squeezing the sample or the amount of amorphous matter expelled is used (along with the intactness of the original plant components), or both, to place the peat into one of the categories described below.

6. Basis for Classification

6.1 *H1*—Completely undecomposed peat that, when squeezed, releases almost clear water. Plant remains are intact and easily identifiable. No amorphous material is present.

6.2 *H2*—Almost completely undecomposed peat that, when squeezed, releases yellowish water. Plant remains are still relatively intact. No amorphous material is present.

³ von Post, L., "Sveriges Geologiska Undersöknings Torvinventering Och Nagre av Dess Hittills Vunna Resultat," *Sr. Mosskulturfor. Tidskr.*, 1, 1992, pp. 1–27.

6.3 *H3*—Very slightly decomposed peat that, when squeezed, releases turbid brown water, but in which no amorphous peat passes between the fingers.

6.4 *H4*—Slightly decomposed peat that, when squeezed, releases very dark water. No peat passes between the fingers but the plant remains are somewhat visibly altered and less distinct. The residue left in hand appears slightly pasty.

6.5 *H5*—Moderately decomposed peat that, when squeezed, releases through the fingers very turbid water containing a small amount of amorphous granular peat. The residue remaining in hand is strongly pasty in consistency and the tissues of the original source plants are difficult to recognize.

6.6 *H6*—Moderately decomposed peat that, when squeezed, releases through the fingers about one-third of the peat. The residue remaining after squeezing is strongly pasty. Very little plant structure is visible before squeezing; but, some small amount of intact debris becomes more visible after squeezing.

6.7 *H7*—Strongly decomposed peat that, when squeezed, releases through the fingers about one-half of the peat. The water released, if any, is very dark and pasty. The residue remaining after squeezing is primarily composed of amorphous material with little recognizable plant tissue.

6.8 *H8*—Very strongly decomposed peat that, when squeezed, releases through the fingers about two-thirds of the peat. The water released, if any, is very dark and pasty. The residue remaining after squeezing is primarily composed of amorphous material with very little intact plant tissue.

6.9 *H9*—Almost completely decomposed peat that, when squeezed, almost entirely releases through the fingers as a fairly uniform dark paste. Almost no recognizable plant structures are evident in the residue.

6.10 *H10*—Completely decomposed peat containing no discernible plant tissues. When squeezed, all of the peat releases through the fingers as a uniform dark paste.

6.11 Table 1 summarizes the von Post System³ and can be used to identify the degree of humification. Peats whose degree of humification ranges from H1 to H3 have been described as fibrous peat for geotechnical applications (fibric for other purposes). Materials that lie in the range H4 to H10 have been described as amorphous peat or highly organic soil for geo-

TABLE 1 Determination of Degree of Humification or Decomposition

Degree of Humification	Nature of Material Extruded on Squeezing	Nature of Plant Structure in Residue
H1	Clear, colorless water; no organic solids squeezed out	Unaltered, fibrous, undecomposed
H2	Yellowish water; no organic solids squeezed out	Almost unaltered, fibrous
H3	Brown, turbid water; no organic solids squeezed out	Easily identifiable
H4	Dark brown, turbid water; no organic solids squeezed out	Visibly altered but identifiable
H5	Turbid water and some organic solids squeezed out	Recognizable but vague, difficult to identify
H6	Turbid water; 1/3 of sample squeezed out	Indistinct, pasty
H7	Very turbid water; 1/2 of sample squeezed out	Faintly recognizable; few remains identifiable, mostly amorphous
H8	Thick and pasty; 2/3 of sample squeezed out	Very indistinct
H9	No free water; nearly all of sample squeezed out	No identifiable remains
H10	No free water; all of sample squeezed out	Completely amorphous

technical applications (H4 to H6 hemic and H7 to H10 sapric for other purposes). For more precise classification of peat samples, follow the procedures described in Classification D 4427.

7. Precision and Bias

7.1 *Precision*—It is not practicable to specify the precision of the procedure in this test method for determining the degree of humification because of the qualitative and visual nature of the procedure.

7.2 *Bias*—Since there is no accepted reference material suitable for determining the bias for the procedure in this test method for measuring degree of humification, bias has not been determined.

8. Keywords

8.1 classification; decomposition; humification; organic materials; peat; von Post

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.

ANEXO B

En este anexo se presentan los pasos para determinar los coeficientes de consolidación vertical, de compresión secundaria y terciaria para los diferentes métodos de acuerdo con el tipo de curva obtenida en el laboratorio mediante la prueba de consolidación unidimensional.

1.- Método de Casagrande (método convencional).

Una curva típica de consolidación (curva *tipo I*) basada en el método de Casagrande se muestra en la figura B1. Los siguientes pasos con referencia a la figura B1 son necesarios para evaluar el coeficiente de consolidación vertical (C_v) y el coeficiente de compresión secundaria (C_{α}) del suelo:

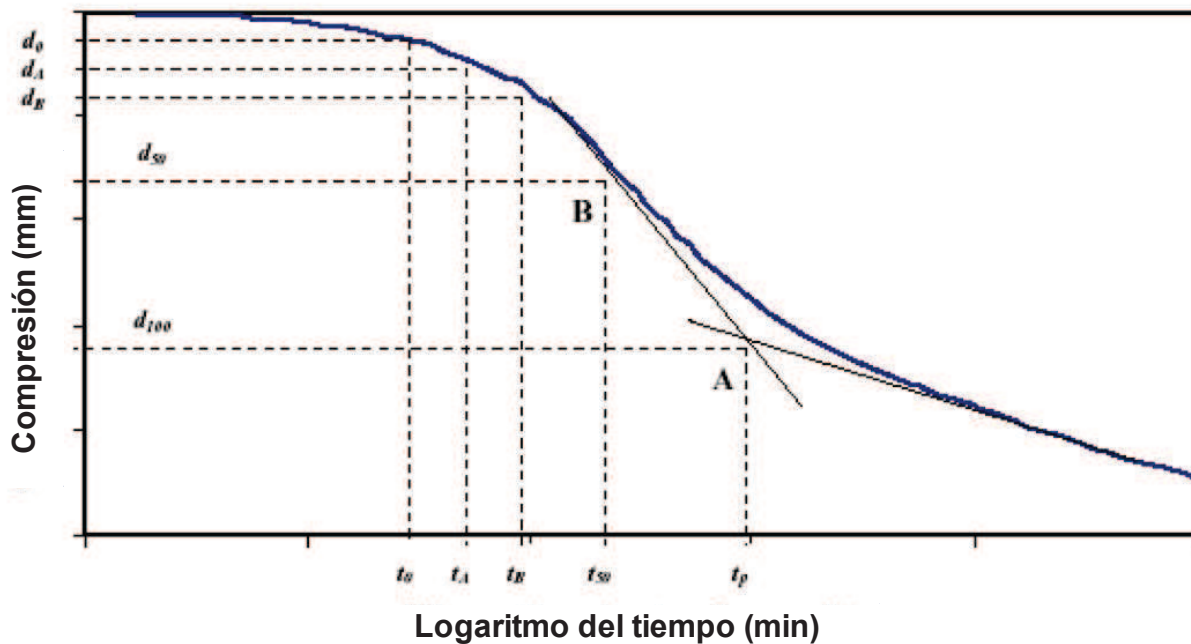


Figura B1.- Curva típica de consolidación de un suelo inorgánico (curva *tipo I*) analizada por el método convencional de Casagrande (Wong, 2005).

Paso 1: Se proyectan las porciones rectas de las etapas primaria y secundaria que se interceptan en el punto A. La ordenada en del punto A, d_{100} , es la deformación correspondiente al 100% de la compresión primaria.

Paso 2: Para la porción inicial de la curva de consolidación, que es de forma parabólica, seleccione los tiempos t_A y t_B con sus correspondientes deformaciones (d_A y d_B) de tal manera que la deformación inicial para el 0% de la compresión primaria, d_0 se define como sigue:

$$d_0 = \frac{d_A \sqrt{t_B} - d_B \sqrt{t_A}}{\sqrt{t_A} - \sqrt{t_B}} \quad (B.1)$$

Tome en cuenta que los tiempos seleccionados, t_A y t_B deben de ser inferiores al tiempo correspondiente al grado medio de consolidación, (t_A y $t_B < t_{50}$).

Paso 3: Calcule la ordenada para el 50% de la compresión primaria de la siguiente manera: $d_{50} = (d_0 + d_{100})/2$. Dibuje una línea horizontal a partir de la ordenada d_{50} para interceptar la curva en el punto B. La abscisa del punto B es el tiempo para el 50% de la compresión primaria t_{50} (ver figura B1).

Paso 4: El factor tiempo teórico para el 50% (T_{50}) de la compresión primaria es 0.197 y por lo tanto el coeficiente de consolidación vertical del suelo está definido por la ecuación B.2, mientras que el coeficiente de compresión secundaria está definido por la ecuación B.3.

$$C_v = \frac{T_{50} H_v^2}{t_{50}} = \frac{0.197 H_v^2}{t_{50}} \quad (B.2)$$

$$C_\alpha = \frac{\Delta H_s}{\log\left(\frac{t}{t_p}\right) H_s} \quad (B.3)$$

donde:

T_{50} = Factor tiempo para el 50% de la compresión primaria (0.197).

H_v = Mitad del espesor inicial (cuando se tienen dos fronteras de drenaje).

t_{50} = Tiempo correspondiente al 50% de la compresión primaria.

ΔH_S = Cambio de altura debido a la compresión secundaria del tiempo t_p al tiempo t .

H_S = Espesor de la muestra al inicio de la compresión secundaria.

t_p = Tiempo en el que finaliza la etapa de compresión primaria.

t = Tiempo mayor a t_p , determinado durante la etapa secundaria.

2.- Extensión del método de Casagrande (Dhowian y Edil, 1980).

Este método es adecuado para evaluar la curva compresión vs logaritmo del tiempo cuando la compresión terciaria se hace presente como parte de la compresión a largo plazo de un suelo (curva *tipo II*). Con referencia a la figura B2, los pasos para evaluar el coeficiente de consolidación vertical (C_v) y el coeficiente de compresión secundaria (C_{α}) del suelo se obtienen de acuerdo con los pasos indicados en el método anterior (método de Casagrande), adicionando únicamente el siguiente paso para determinar el coeficiente de compresión terciaria (C_{α_2}):

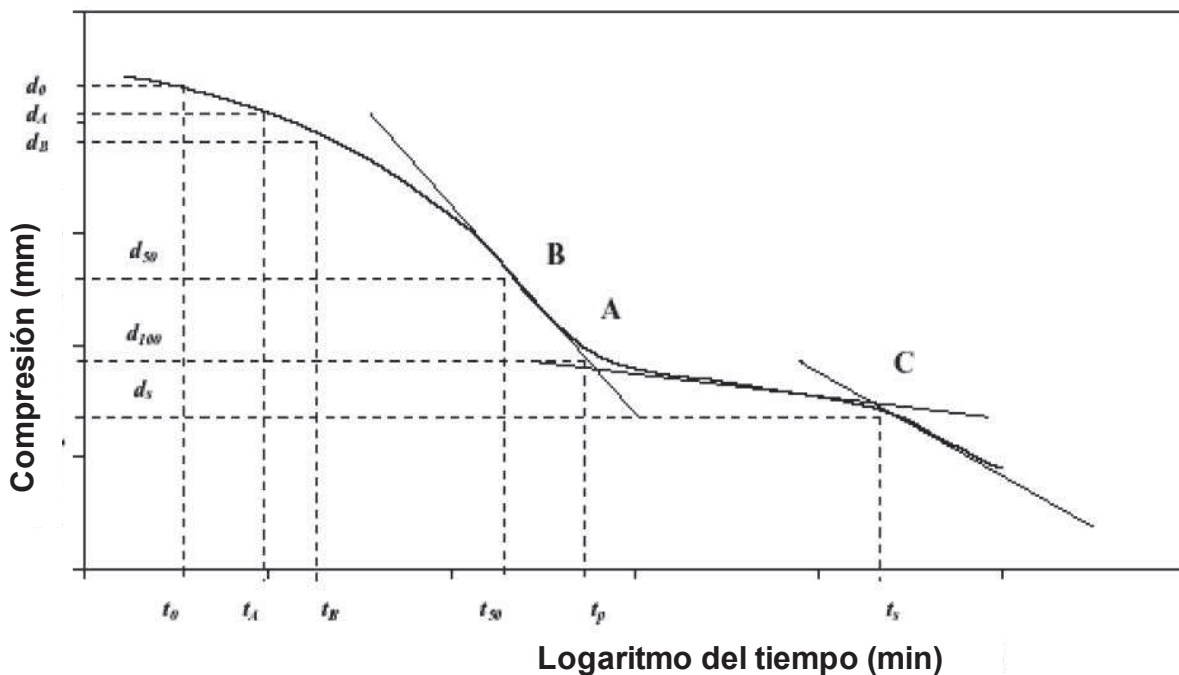


Figura B2.- Curva típica de consolidación de un suelo de turba fibrosa (curva tipo II) analizada por la extensión del método de Casagrande (Wong, 2005).

Paso 1: Se proyectan las porciones rectas de las etapas secundaria y terciaria que se interceptan en el punto C. La abscisa en C (t_s) es el punto que indica el final de la compresión secundaria y el inicio de la compresión terciaria del suelo. Por lo tanto el coeficiente de compresión terciaria (C_{α_2}) del suelo está definido por la ecuación B.4.

$$C\alpha_2 = \frac{\Delta H_t}{\log\left(\frac{t}{t_s}\right)H_t} \quad (B.4)$$

donde:

ΔH_t = Cambio de altura debido a la compresión terciaria del tiempo t_s al tiempo t .

H_t = Espesor de la muestra al inicio de la compresión terciaria.

t_s = Tiempo en el que finaliza la etapa de compresión secundaria.

t = Tiempo mayor a t_s , determinado durante la etapa terciaria.

3.- Método de Robinson (2003).

El método considera que la compresión secundaria inicia realmente durante la disipación del exceso de la presión de poro. Los pasos para la evaluación del coeficiente de consolidación vertical (C_v) y el coeficiente de compresión secundaria durante la disipación de la presión de poro ($C\alpha_p$) son los siguientes:

Paso 1.- Graficar la curva deformación vs logaritmo del tiempo obtenida de la prueba de laboratorio.

Paso 2.- Graficar la disipación del exceso de la presión de poro en porcentaje vs logaritmo del tiempo (ver figura B3). Los puntos de inicio y fin de la curva de disipación del exceso de la presión de poro son definidos como el inicio y fin de la compresión primaria del suelo (d_0 y d_{100}) y sus correspondientes tiempos son denotados como t_0 y t_{100} , respectivamente.

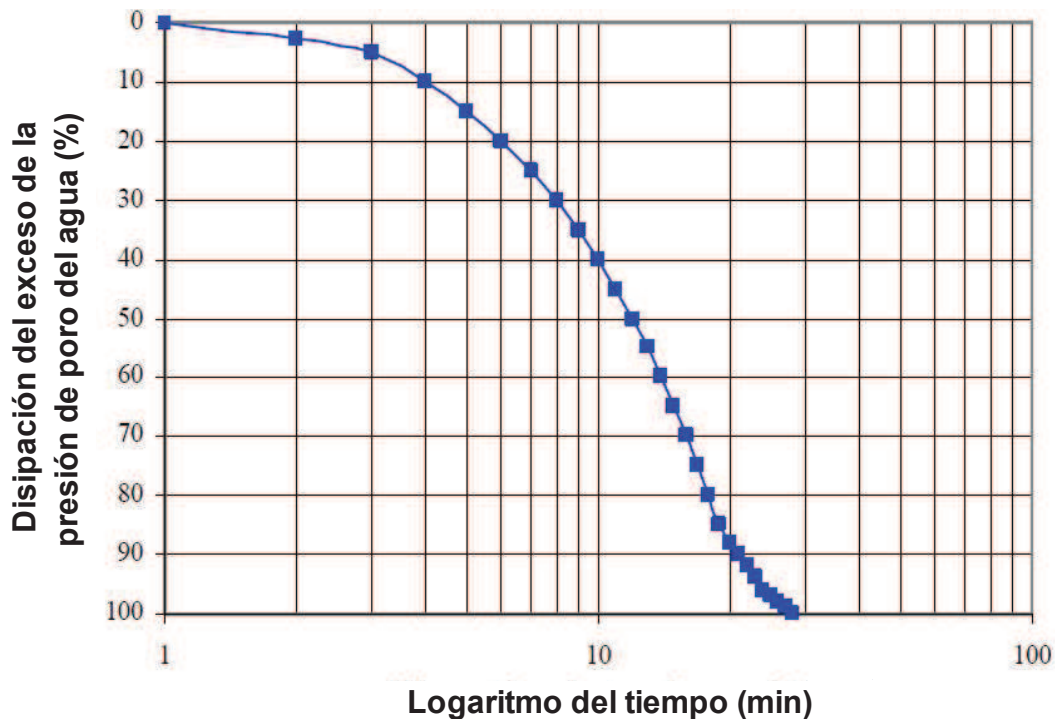


Figura B3.- Curva típica de la disipación del exceso de presión de poro vs logaritmo del tiempo de una prueba de consolidación (Robinson, 2003).

Paso 3.- Graficar la compresión vs grado de consolidación (ver figura B4). El punto donde la curva diverge de la linealidad es identificado como el inicio de la compresión secundaria. La compresión correspondiente al punto donde la línea recta cumple con el eje $U_v=100\%$, es la compresión primaria, mientras que la compresión por debajo de la línea extrapolada es la compresión secundaria (δ_s).

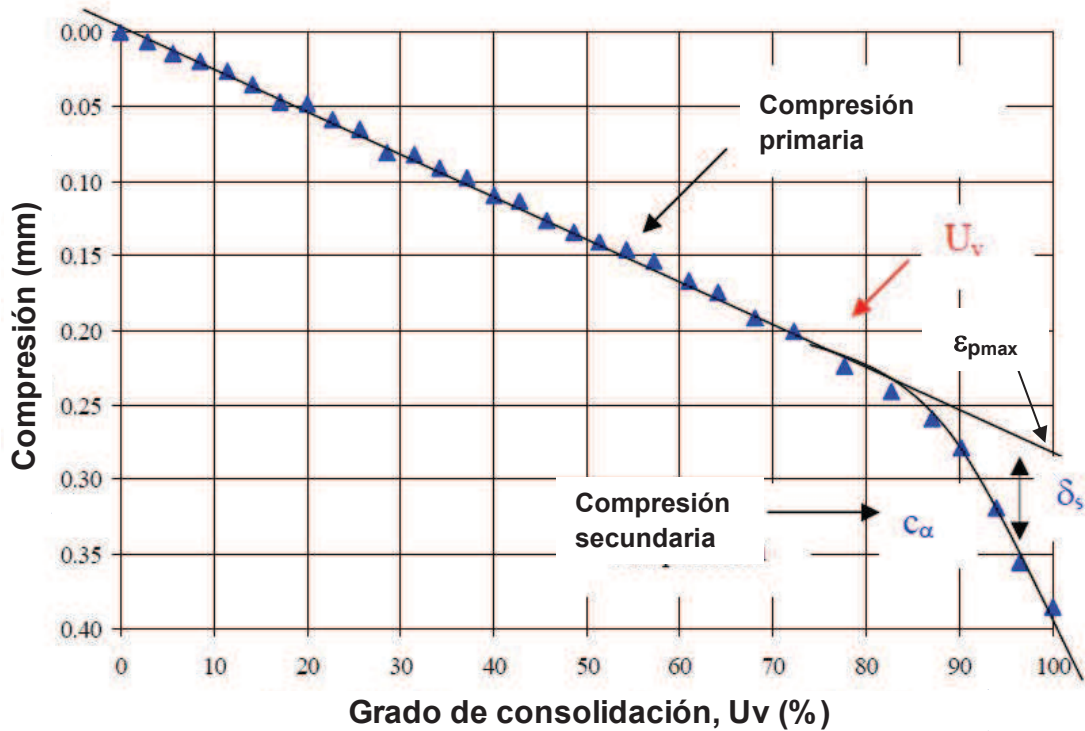


Figura B4.- Curva típica de la compresión vs grado de consolidación (Robinson, 2003).

Paso 4.- Sustraer la compresión secundaria (δ_s) durante la disipación del exceso de la presión de poro de la deformación total del suelo para graficar la compresión primaria del suelo libre de la influencia de la compresión secundaria (ver figura B5).

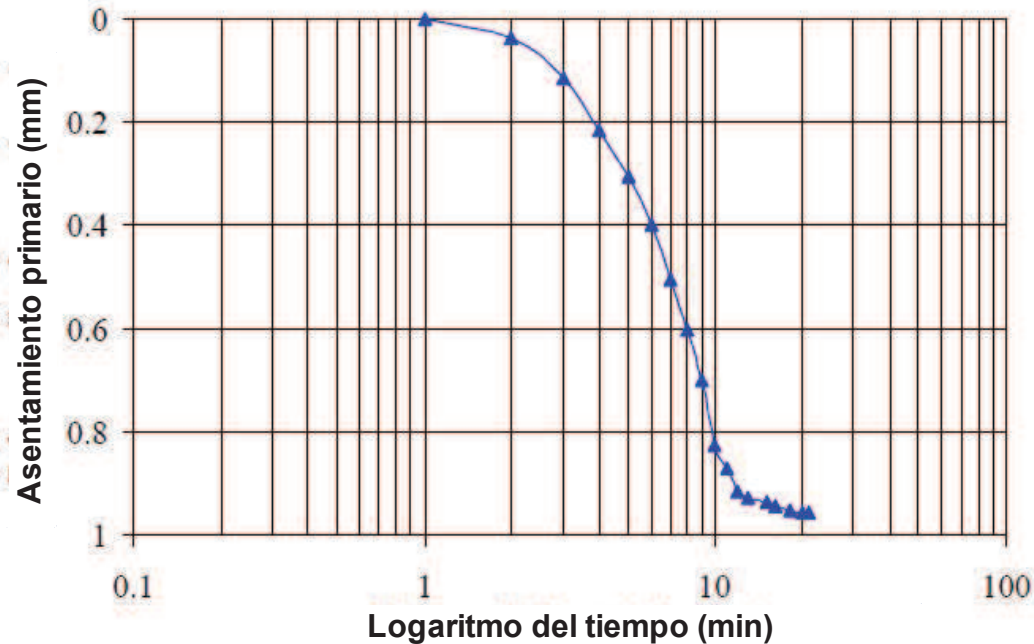


Figura B5.- Curva típica consolidación primaria vs logaritmo del tiempo después de removida la compresión secundaria (Robinson, 2003).

Paso 5.- Con la curva de la figura B5 se determina el coeficiente de consolidación vertical (C_v) para el suelo, el cual está definido por la ecuación B.2.

Paso 6.- Los valores de la deformación secundaria (δ_s), después de completada la disipación de la presión de poro, se obtienen al restar a la deformación vertical total (ε), la máxima deformación primaria ($\varepsilon_{P_{max}}$) obtenida, la cual corresponde al punto donde la línea recta cumple con el 100% del grado de consolidación.

Paso 7.- Se grafican los valores de la deformación secundaria (δ_s) obtenidos en los pasos 4 y 6 vs sus correspondientes tiempo en escala logarítmica.

Paso 8.- Se determina el coeficiente de compresión secundaria (C_α) de la gráfica obtenida en el paso 7, mediante la siguiente expresión:

$$C\alpha = \frac{\Delta H_S}{\log\left(\frac{t}{t_P}\right)H_S} \quad (B.5)$$

donde:

ΔH_S = Cambio de altura debido a la compresión secundaria del tiempo t_p al tiempo t .

H_S = Espesor de la muestra después de completada la disipación del exceso de presión de poro.

t_p = Tiempo en el que finaliza la etapa de compresión primaria ($U=100\%$).

t = Tiempo mayor a t_p , determinado durante la etapa de compresión secundaria, después de completada la disipación del exceso de presión de poro.

En el anexo C de este trabajo de investigación se presenta el análisis de 5 curvas de consolidación mediante el método de Robinson (2003).

ANEXO C

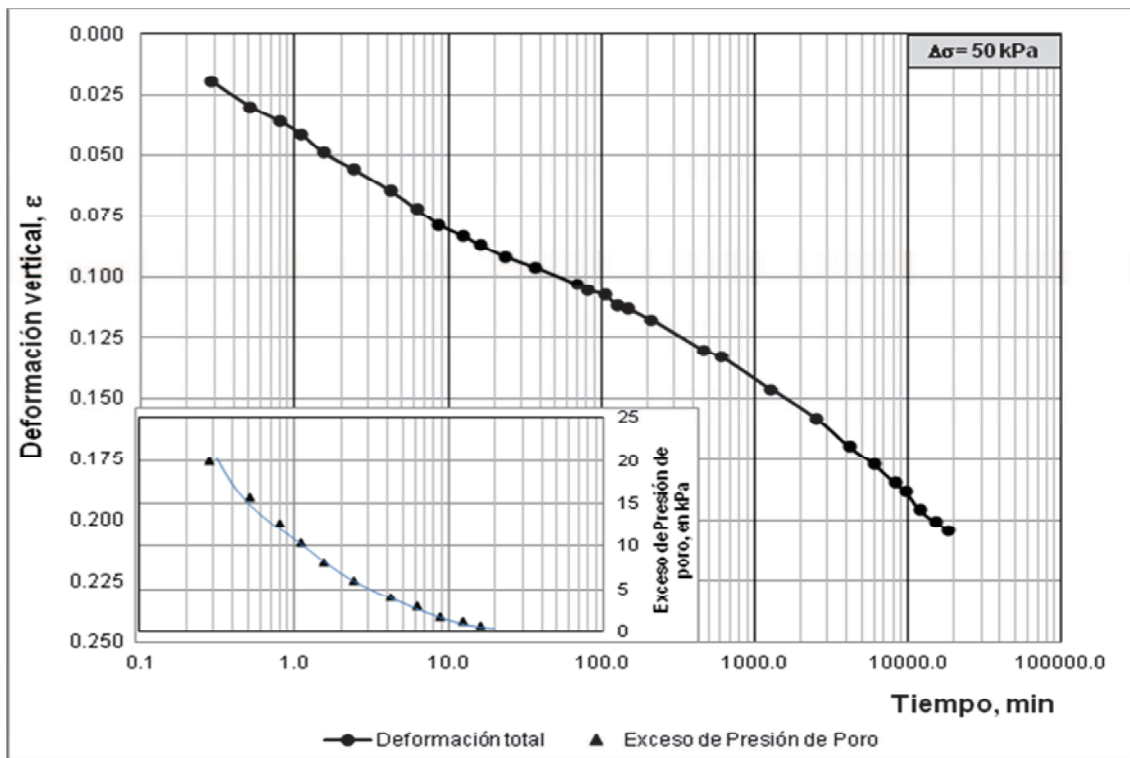
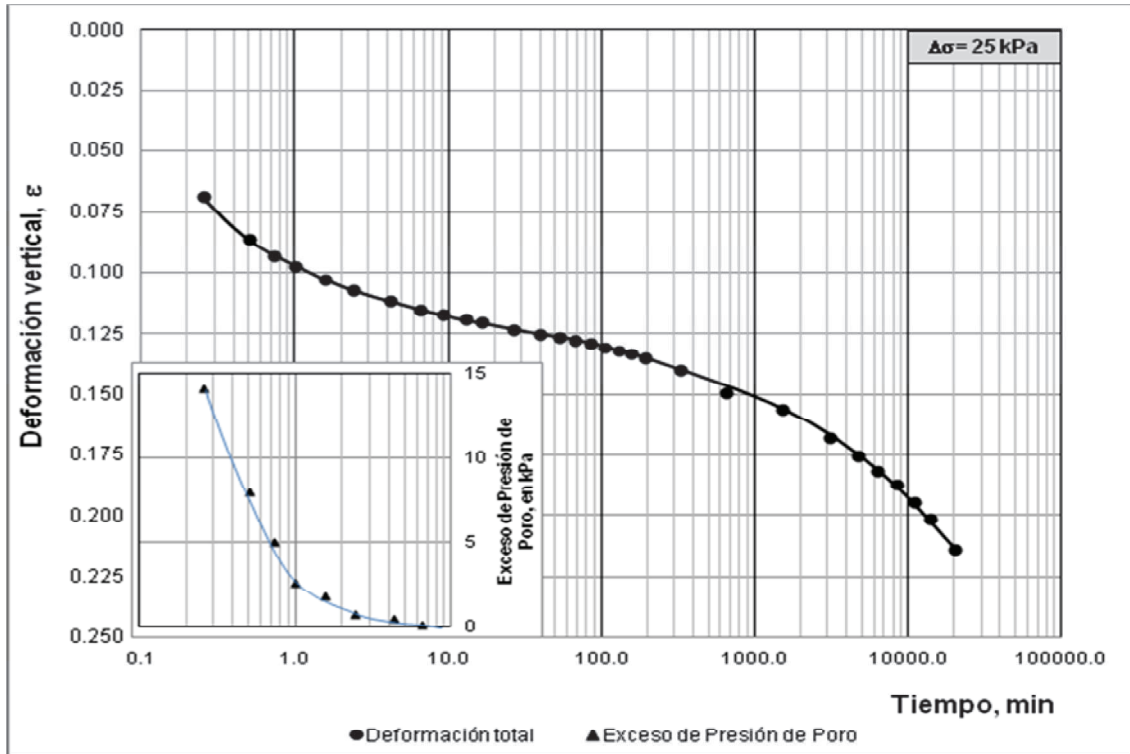
En este anexo se presenta el análisis paso a paso de las curvas deformación vs logaritmo del tiempo de las figuras 4.2 y 4.3 presentadas en el capítulo IV de este trabajo de investigación “*Deformabilidad de la turba fibrosa*”.

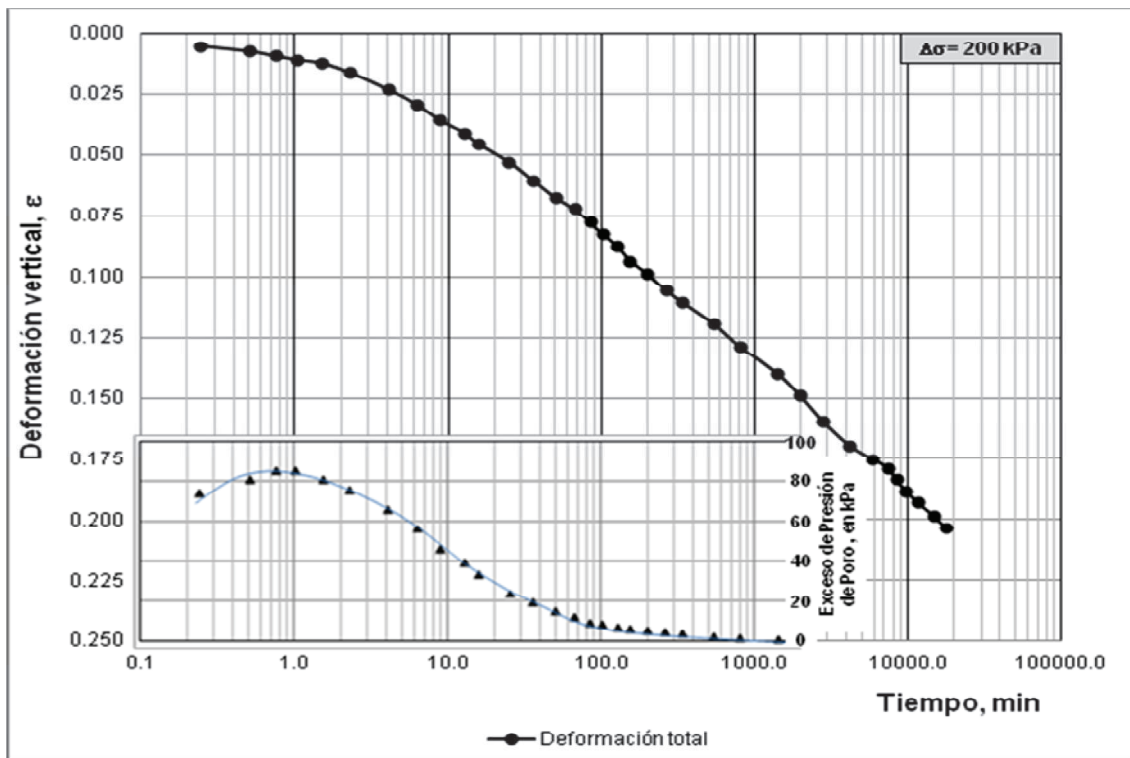
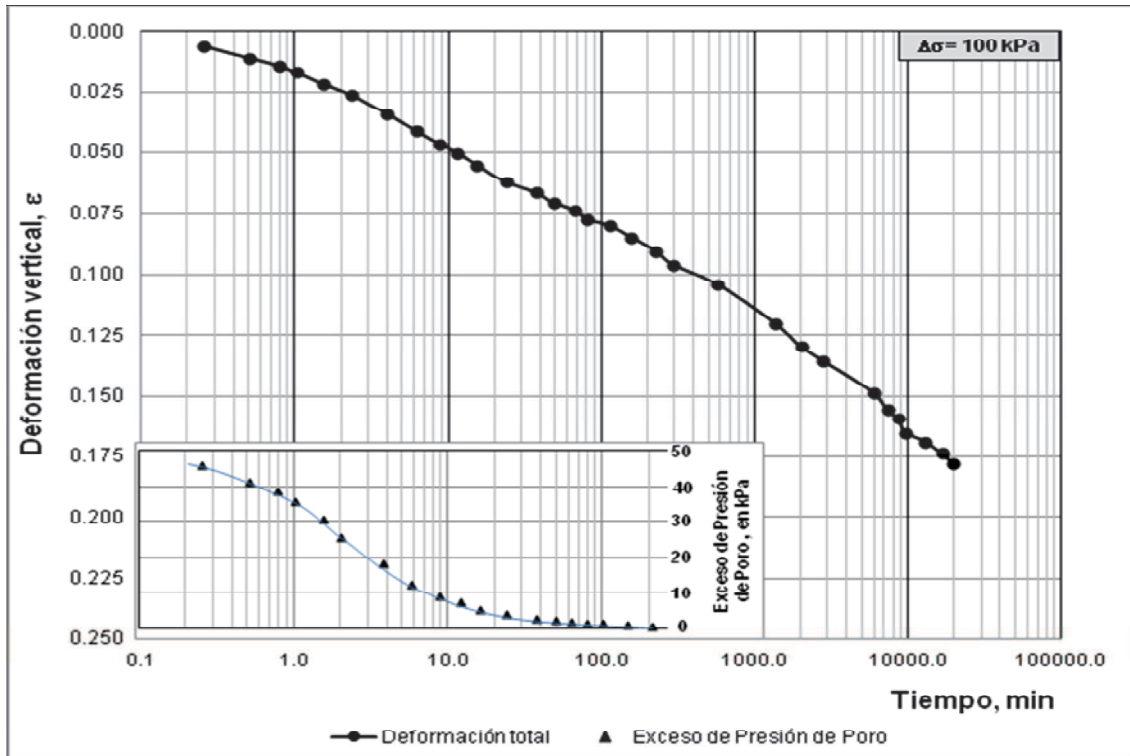
Para que la comprensión del procedimiento utilizado sea más clara se presentan los valores numéricos utilizados para la construcción de los gráficos correspondientes al incremento de carga de 25 kPa, mientras que, para los incrementos de carga subsecuentes estos datos se omitirán y únicamente se presentaran los gráficos resultantes.

Paso 1.- Con los datos de la deformación y del exceso de la presión de poro obtenidos de la prueba de consolidación unidimensional, se gráfica la curva deformación vertical vs logaritmo del tiempo, con sus correspondientes mediciones del exceso de la presión de poro.

En la tabla C1 se presentan los datos de la deformación vertical (ϵ) y el exceso de la presión de poro (Δu).

Tabla C1 ($\Delta\sigma = 25$ kPa)			
Lectura N°	t (min)	ε	Δu (kPa)
1	0.25	0.069	14.14
2	0.51	0.086	8.04
3	0.74	0.093	5.04
4	1.00	0.097	2.68
5	1.55	0.103	1.88
6	2.40	0.107	0.80
7	4.21	0.112	0.54
8	6.52	0.115	0.11
9	9.36	0.117	
10	13.10	0.119	
11	16.60	0.120	
12	26.34	0.123	
13	39.74	0.125	
14	52.95	0.127	
15	67.10	0.128	
16	86.10	0.129	
17	103.81	0.130	
18	129.93	0.132	
19	156.66	0.133	
20	193.64	0.135	
21	331.02	0.140	
22	657.19	0.149	
23	1515.32	0.156	
24	3123.09	0.168	
25	4712.87	0.175	
26	6278.18	0.181	
27	8468.33	0.187	
28	10866.79	0.195	
29	13944.54	0.201	
30	20270.25	0.213	





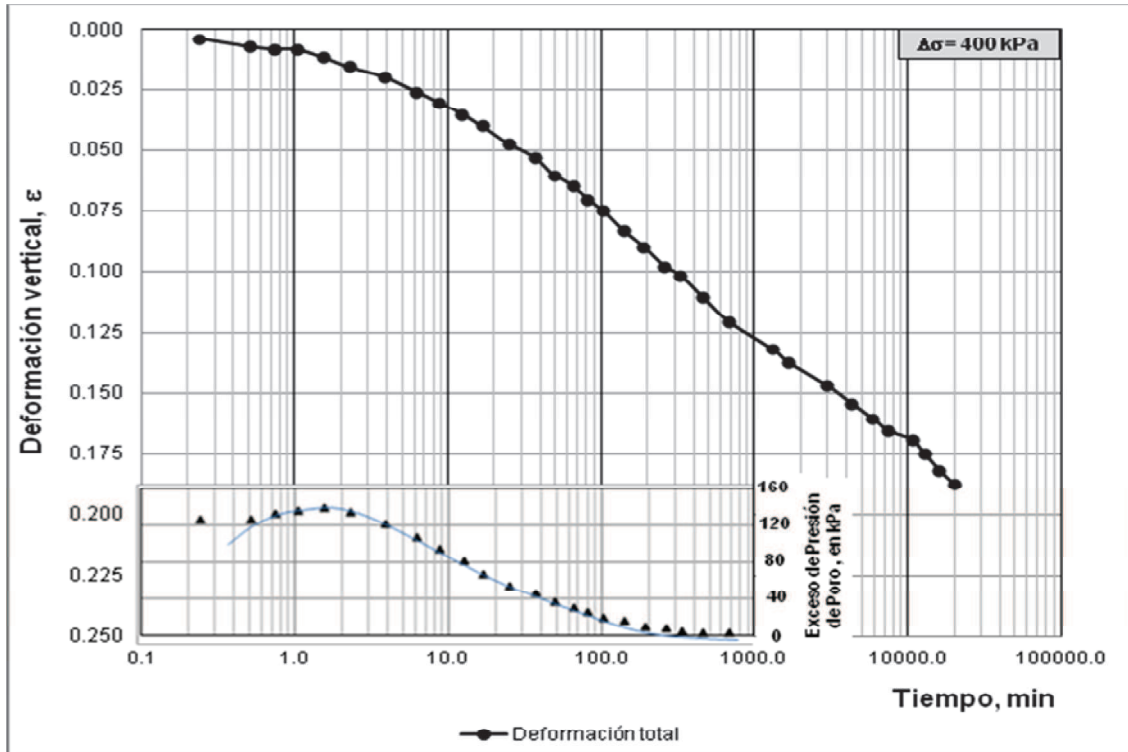


Figura C1.- Curvas deformación vertical vs logaritmo del tiempo con sus correspondientes mediciones del exceso de la presión de poro de la turba Portage (Dhowian y Edil, 1980).

Paso 2.- Con las mediciones del exceso de la presión de poro, se procede a graficar la curva deformación vertical vs grado de consolidación. El grado de consolidación se obtiene a partir del exceso de la presión de poro, mediante la siguiente expresión matemática:

$$U(\%) = \frac{(\Delta u_i - \Delta u)}{\Delta u_i} \times 100 \quad (C.1)$$

donde:

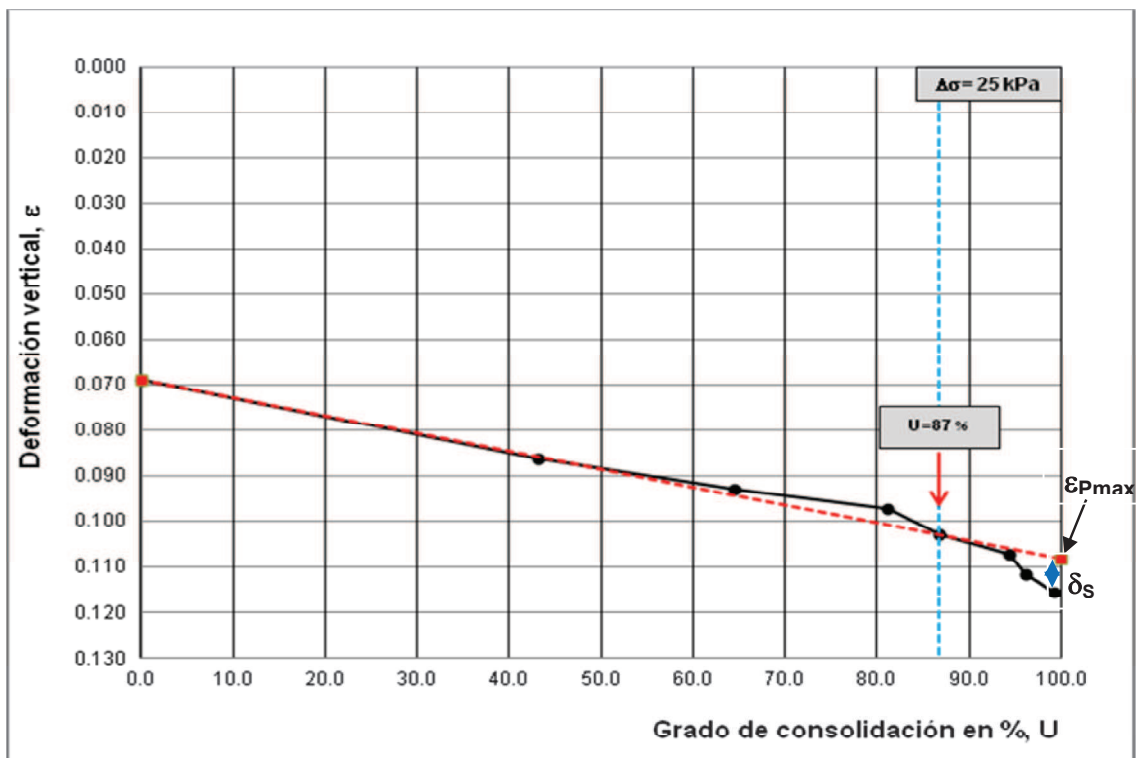
$U(\%)$ = Grado de consolidación, en %.

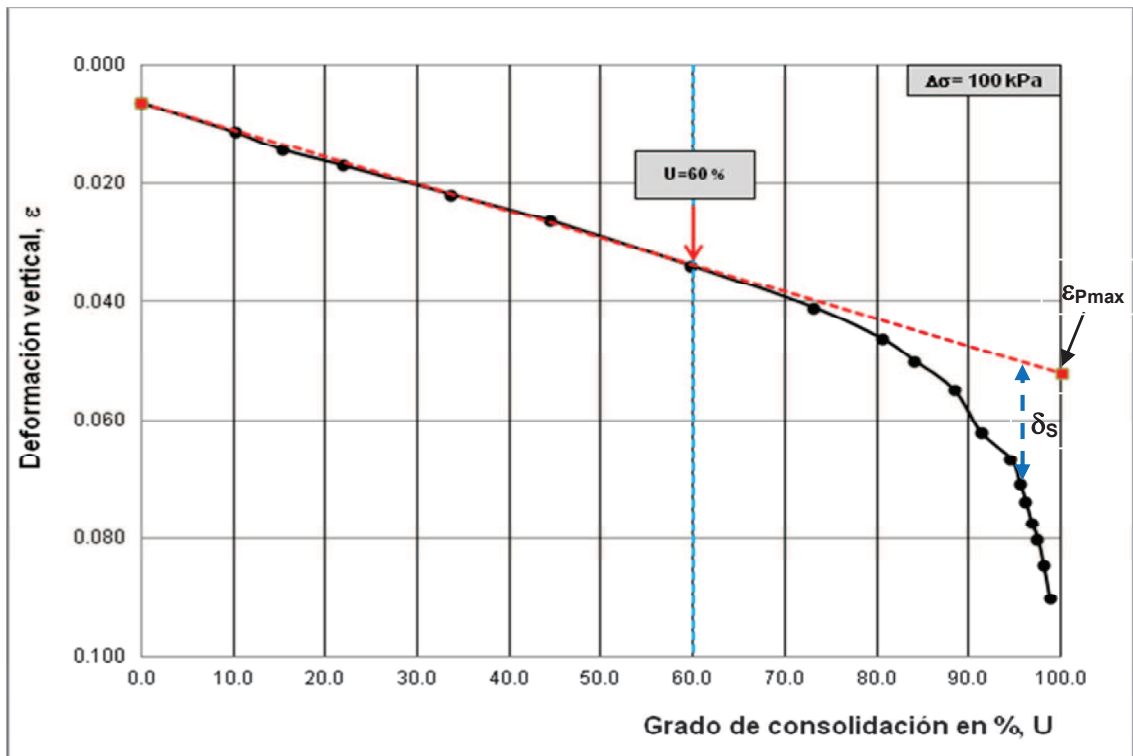
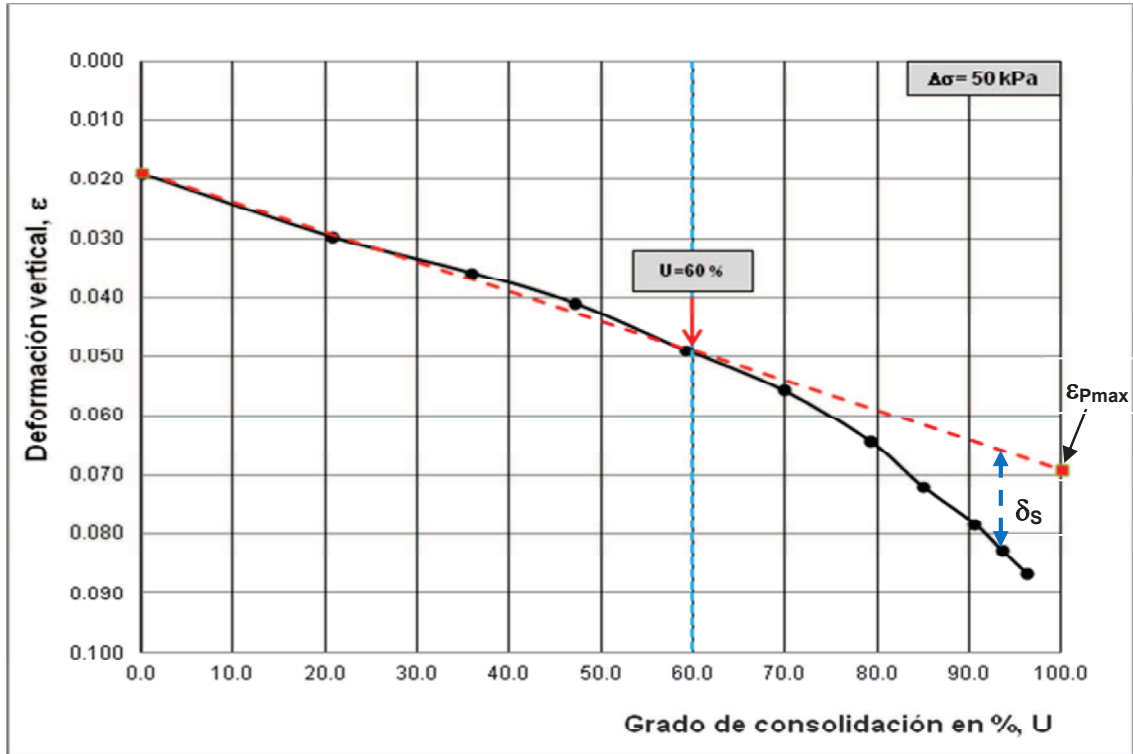
Δu_i = Exceso de la presión de poro inicial, en kPa.

Δu = Exceso de la presión de poro correspondiente al tiempo en estudio, en kPa.

En la tabla C2 se presenta el exceso de presión de poro (Δu) y su correspondiente grado de consolidación (U), determinado con la expresión C.1.

Tabla C2 ($\Delta\sigma = 25$ kPa)		
Lectura N°	Δu (kPa)	U (%)
1	14.14	0
2	8.04	43
3	5.04	64
4	2.68	81
5	1.88	87
6	0.80	94
7	0.54	96
8	0.11	99





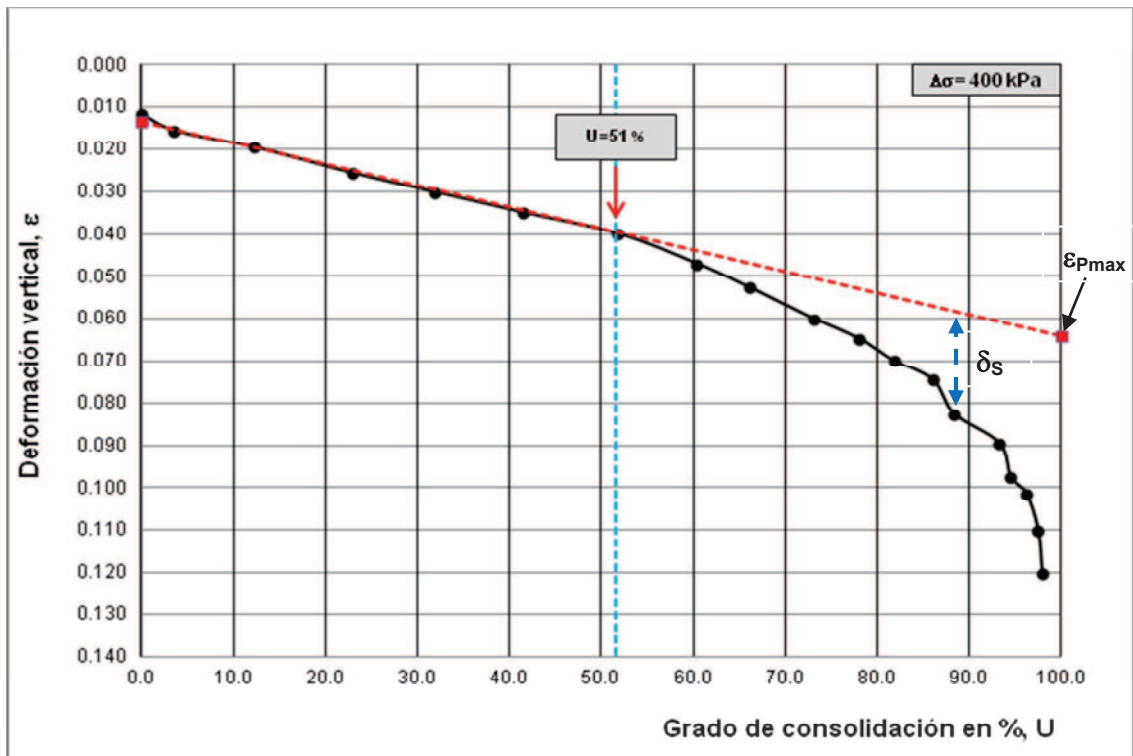
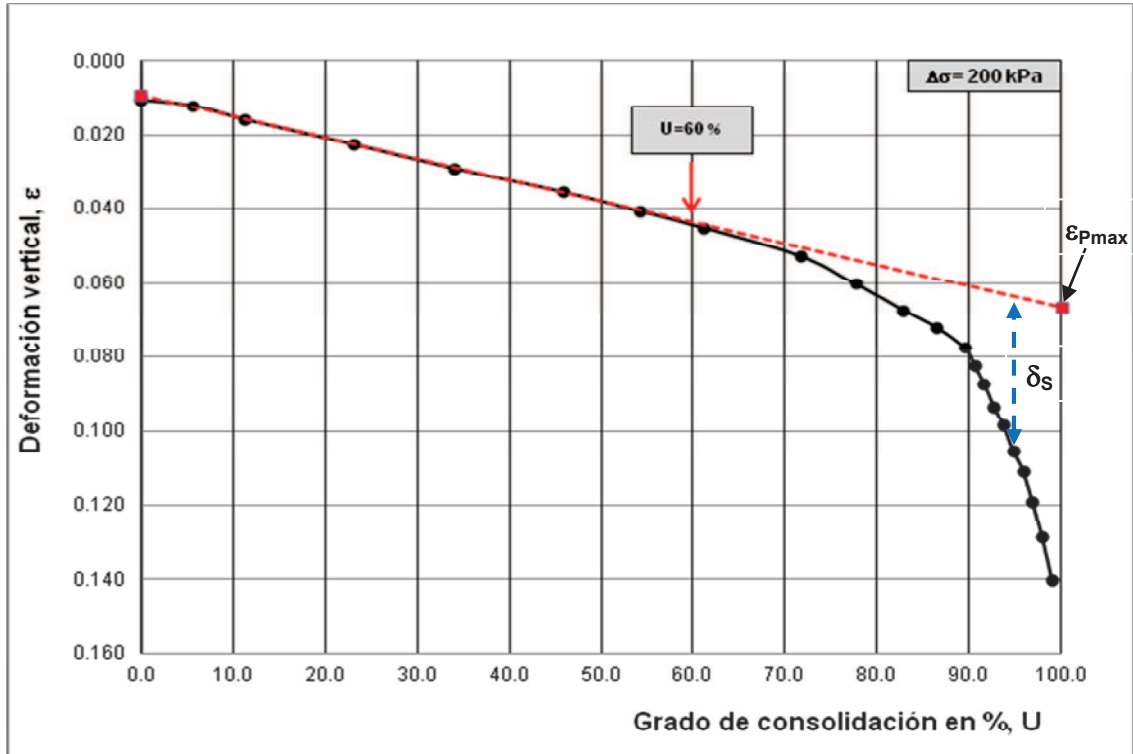


Figura C2.- Curvas deformación vertical vs grado de consolidación.

El punto donde la curva diverge de la linealidad es identificado como el inicio de la deformación secundaria. La deformación correspondiente al punto donde la línea recta cumple con el 100% del eje de las abscisas U, indica la máxima deformación primaria (ε_{pmax}), mientras que la deformación por debajo de la línea extrapolada es la correspondiente a la deformación secundaria (δ_s) durante la etapa de disipación del exceso de la presión de poro.

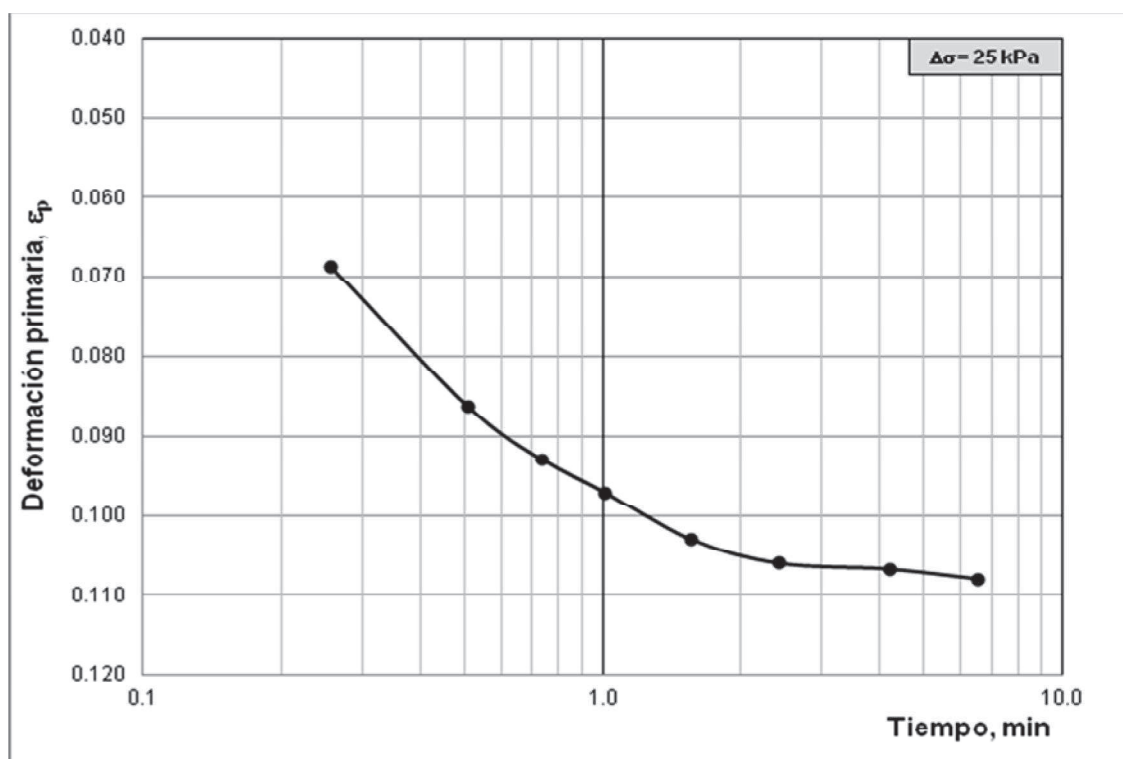
En la tabla C3 se presenta el grado de consolidación (*celda remarcada y sombreada*), para el cual inicia la deformación secundaria (δ_s) durante la etapa de disipación del exceso de la presión de poro.

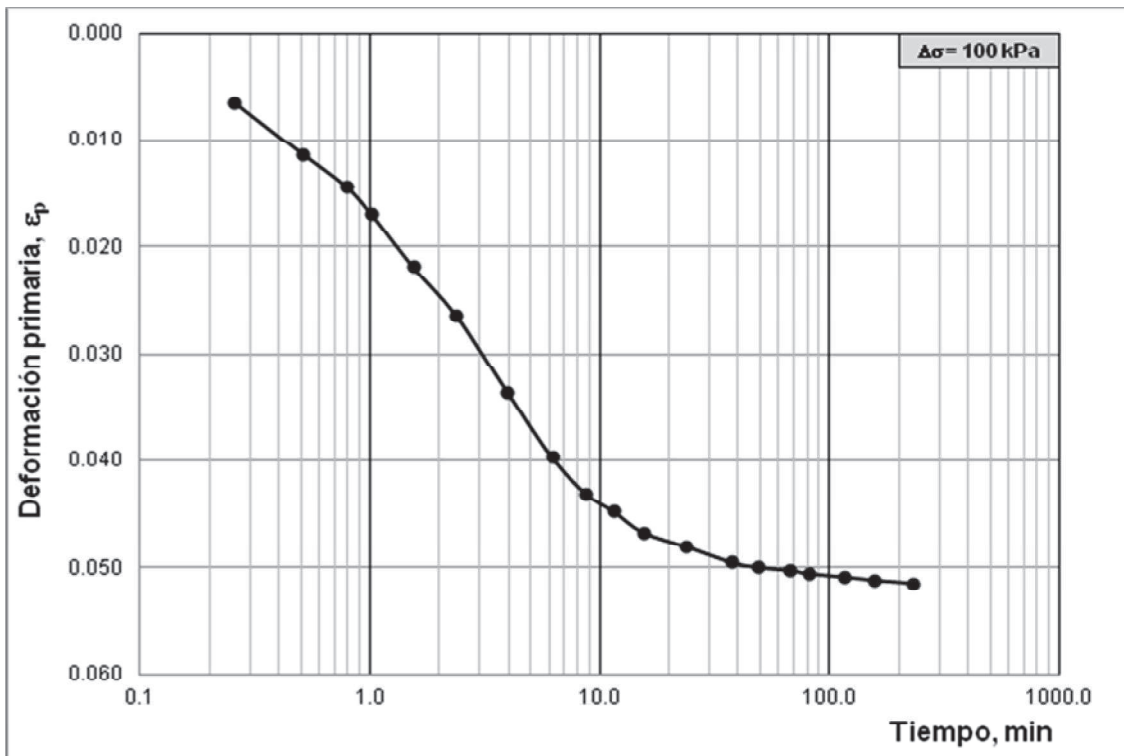
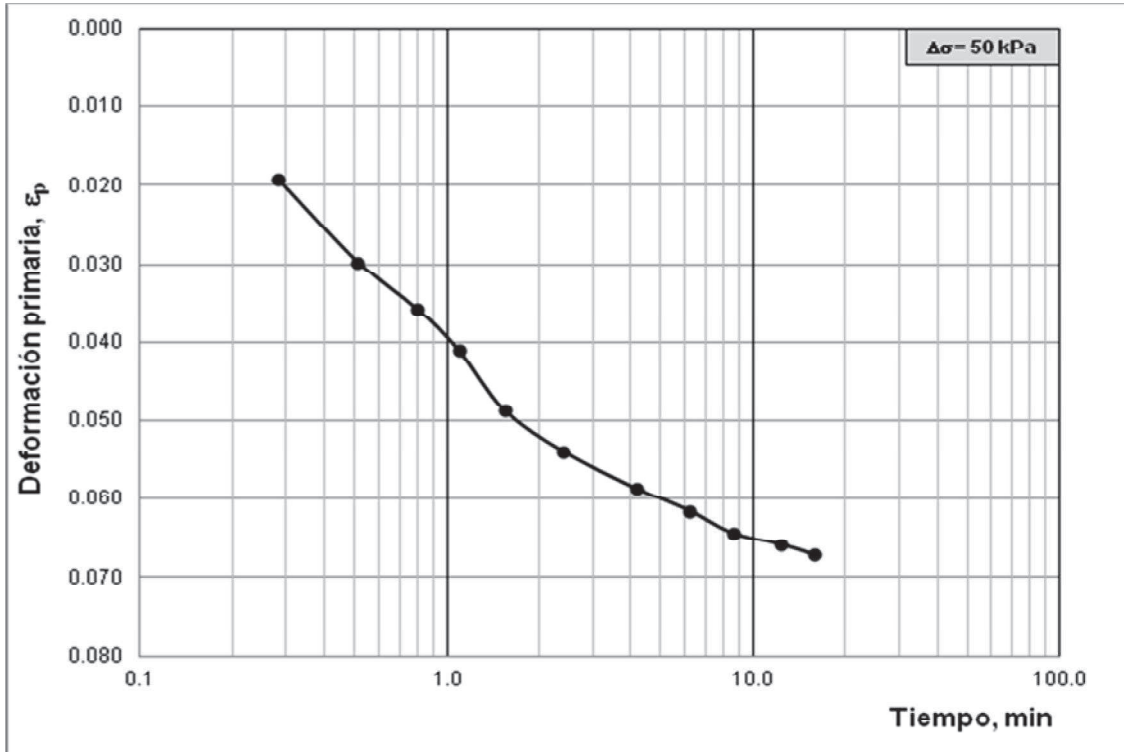
Tabla C3 ($\Delta\sigma = 25$ kPa)			
Lectura N°	t (min)	Δu (kPa)	U (%)
1	0.25	14.14	0
2	0.51	8.04	43
3	0.74	5.04	64
4	1.00	2.68	81
5	1.55	1.88	87
6	2.40	0.80	94
7	4.21	0.54	96
8	6.52	0.11	99

Paso 3.- Se procede a sustraer la deformación secundaria (δ_s) presente durante la etapa de disipación del exceso de la presión de poro de la deformación vertical total (ε), para poder graficar la deformación primaria (ε_p) de la turba libre de la influencia de la deformación secundaria (δ_s).

En la tabla C4 se observa la columna correspondiente a la deformación primaria (ε_p) después de haber sustraído la deformación secundaria (δ_s) de la deformación vertical total (ε), durante la etapa de disipación del exceso de la presión de poro.

Tabla C4 ($\Delta\sigma = 25$ kPa)						
Lectura N°	t (min)	ε	Δu (kPa)	U (%)	δ_s	$\varepsilon_p = \varepsilon - \delta_s$
1	0.25	0.069	14.14	0		0.069
2	0.51	0.086	8.04	43		0.086
3	0.74	0.093	5.04	64		0.093
4	1.00	0.097	2.68	81		0.097
5	1.55	0.103	1.88	87	0.000	0.103
6	2.40	0.107	0.80	94	0.001	0.106
7	4.21	0.112	0.54	96	0.005	0.107
8	6.52	0.115	0.11	99	0.007	0.108





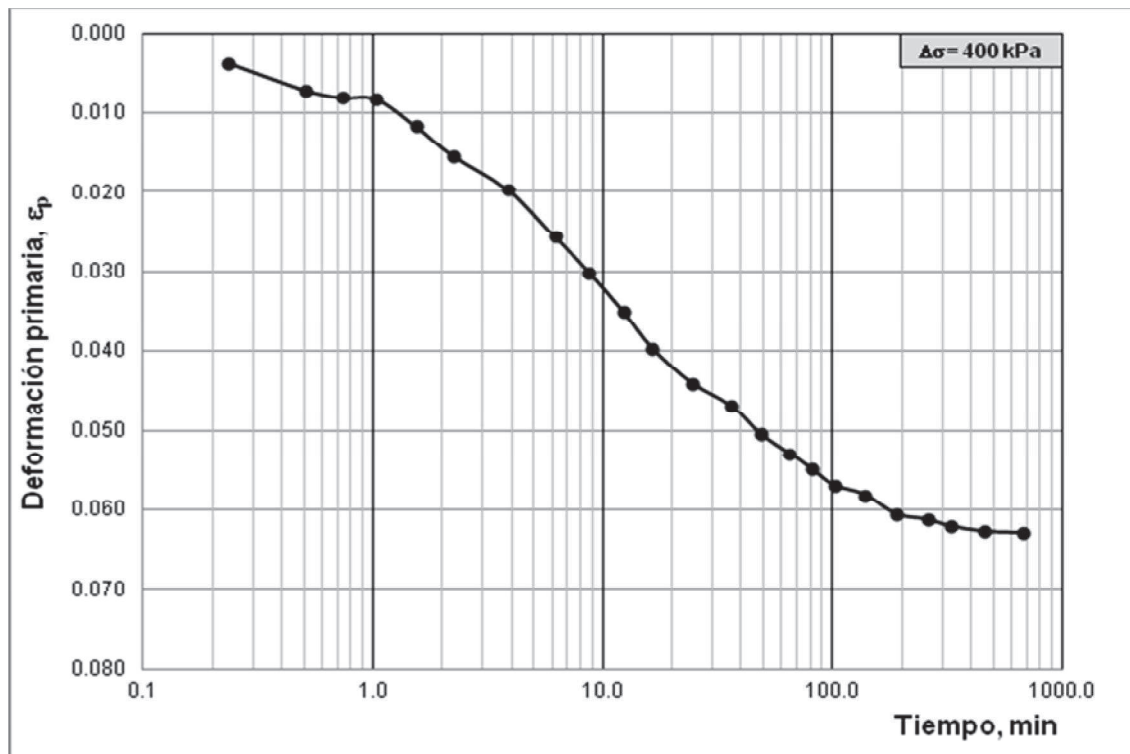
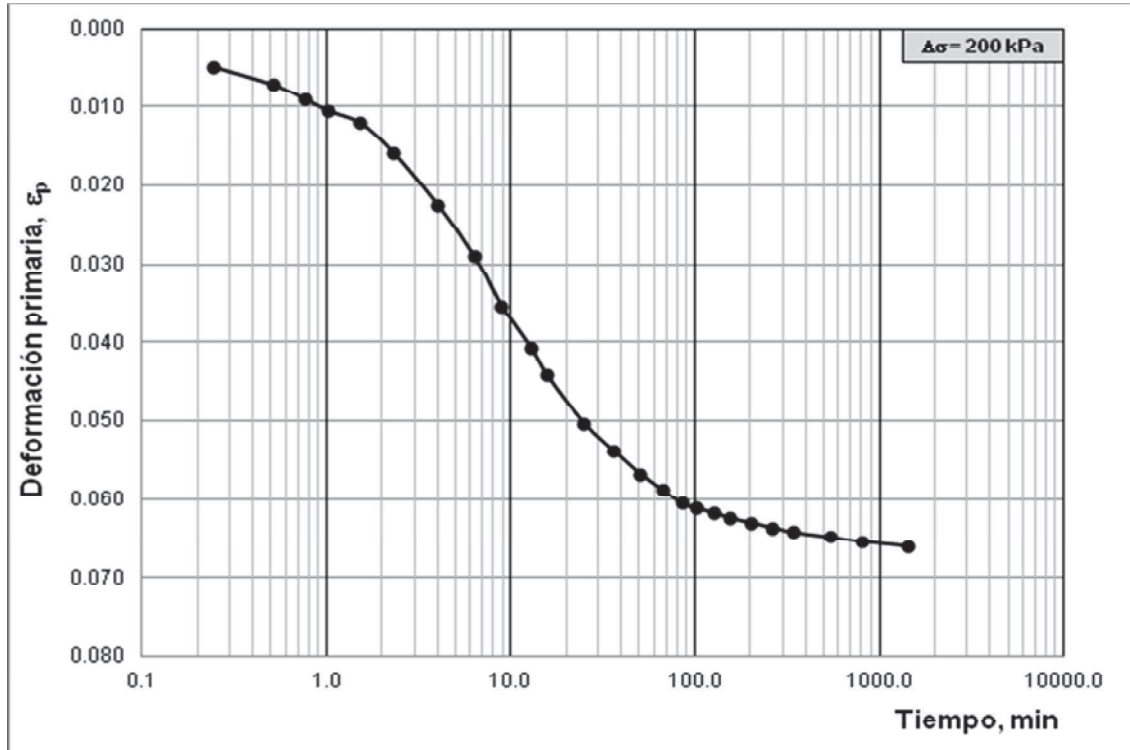
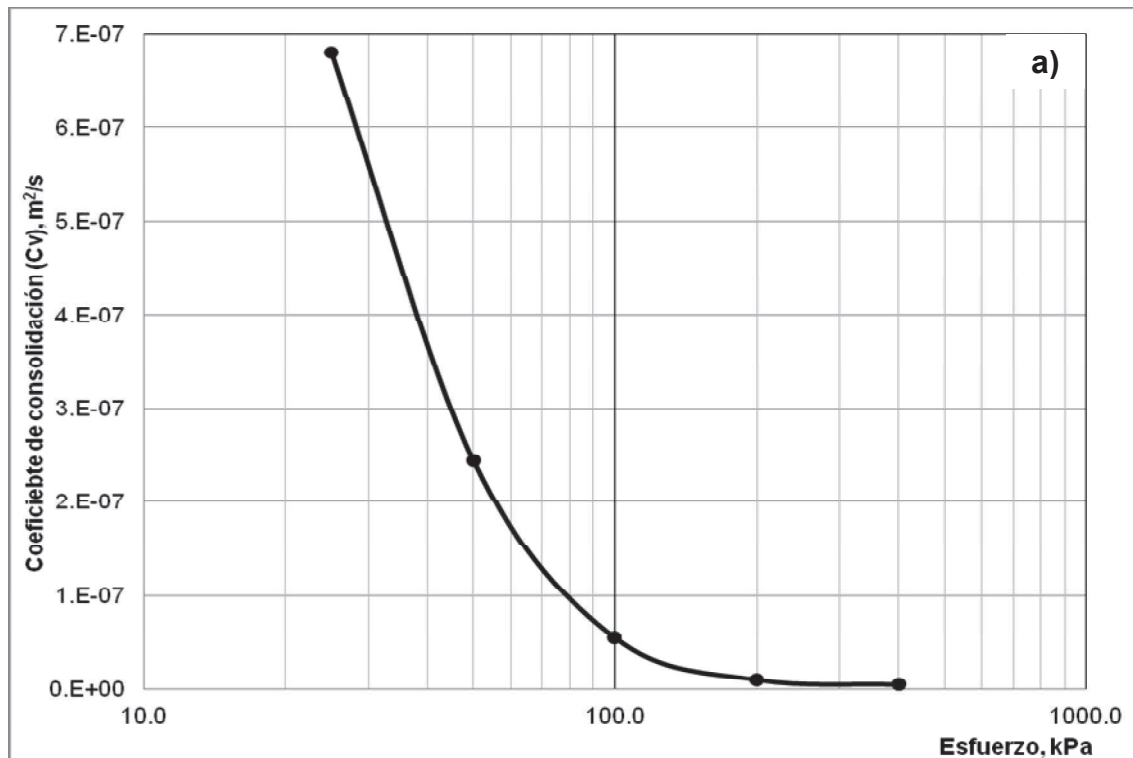


Figura C3.- Curvas deformación primaria vs logaritmo del tiempo.

Se observa que la forma de todas las curvas de la figura C3 corresponde a la curva *tipo I*, debido a que la componente secundaria de la deformación se ha removido por completo.

Por lo cual, ahora es posible determinar el coeficiente de consolidación vertical (C_v) de acuerdo con el método de Casagrande (*el espesor inicial de las muestras de turba fibrosa fue de 0.019 m Dhowian y Edil, 1980*), así como el índice de compresión (C_c) determinado de la curva de compresibilidad^{1C}.

Paso 4.- Se determinan los coeficientes de consolidación (C_v) para cada incremento de esfuerzo, así como el Índice de compresión (C_c).



^{1C}La construcción de la curva de compresibilidad se realizó graficando la máxima deformación primaria obtenida para cada incremento de esfuerzo vs logaritmo del esfuerzo.

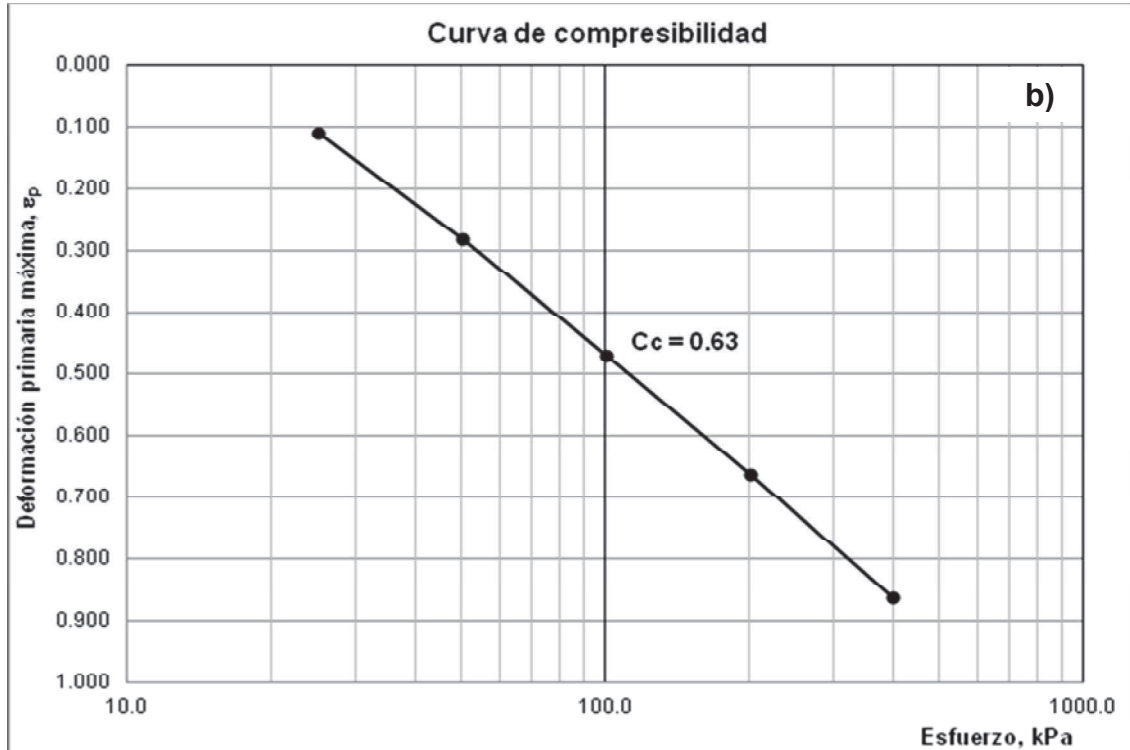
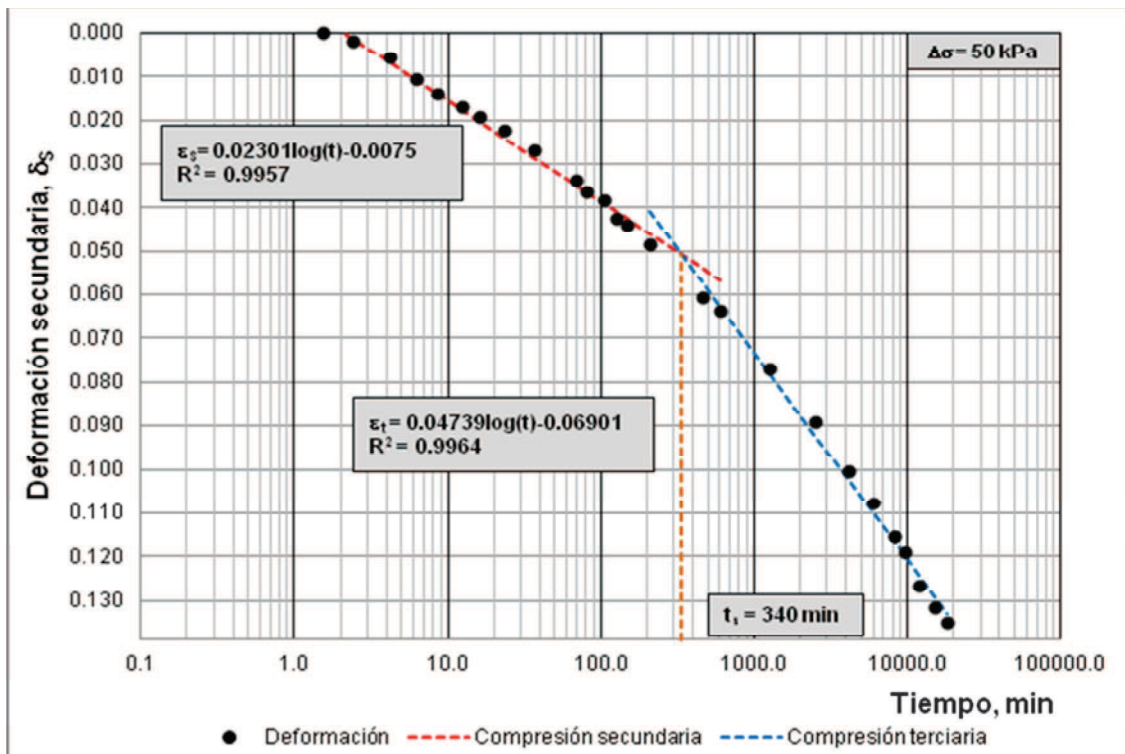
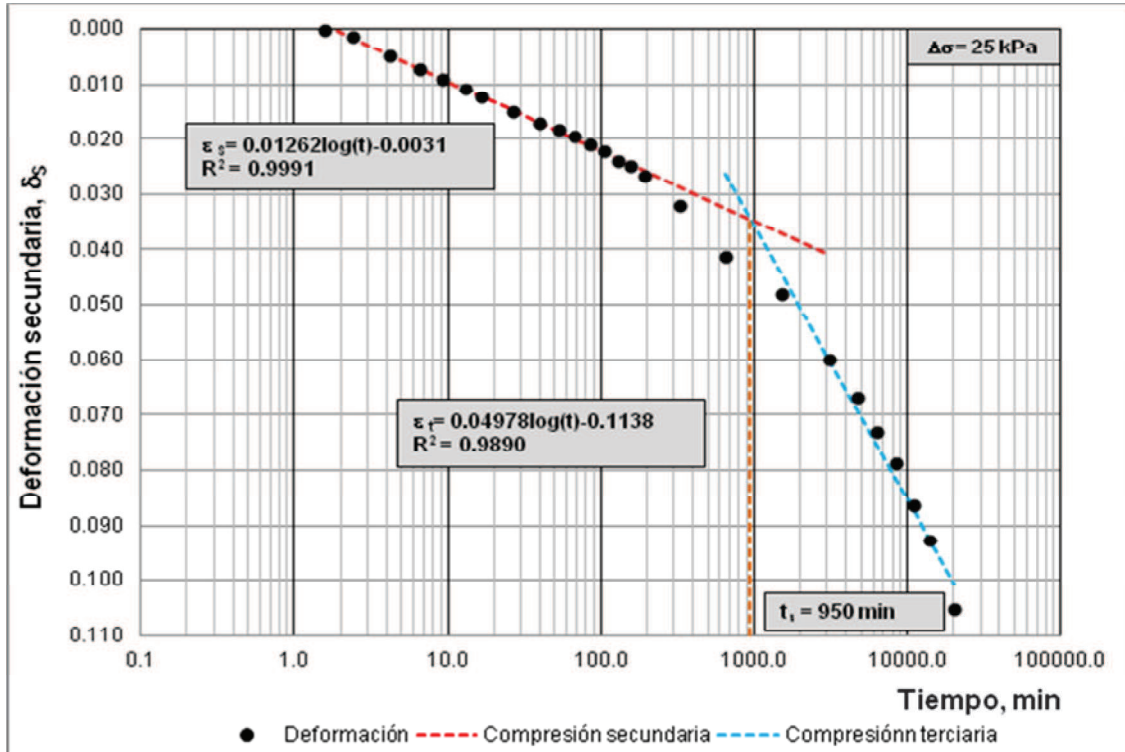


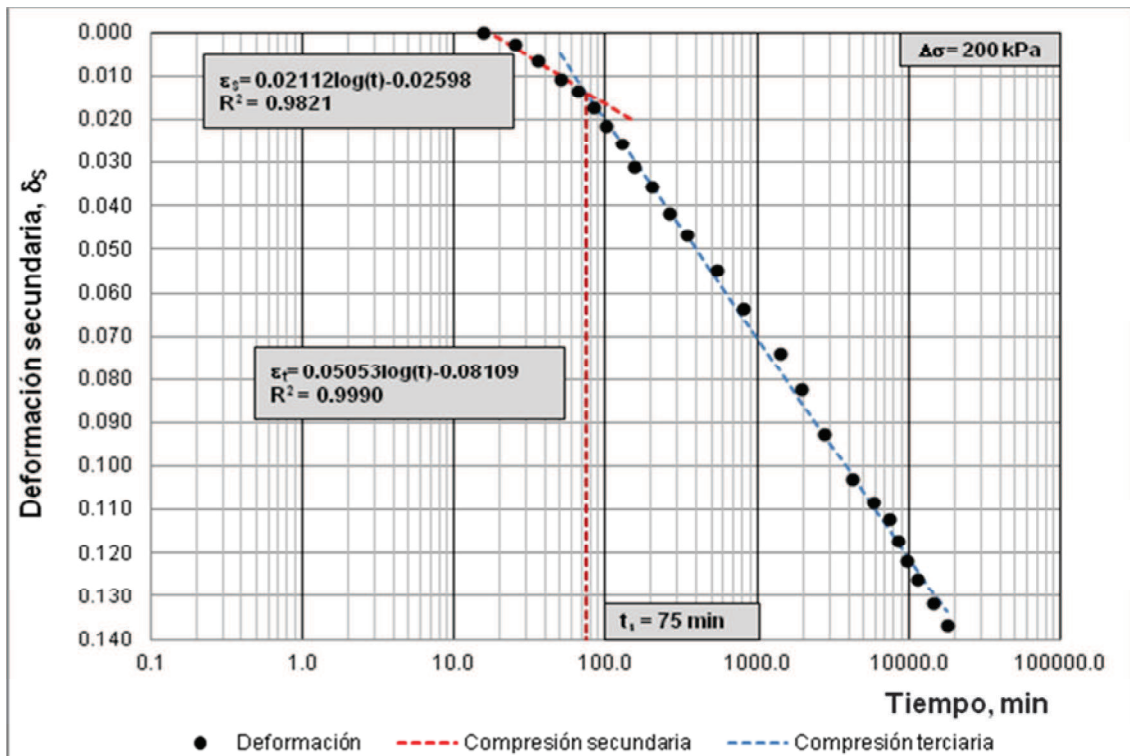
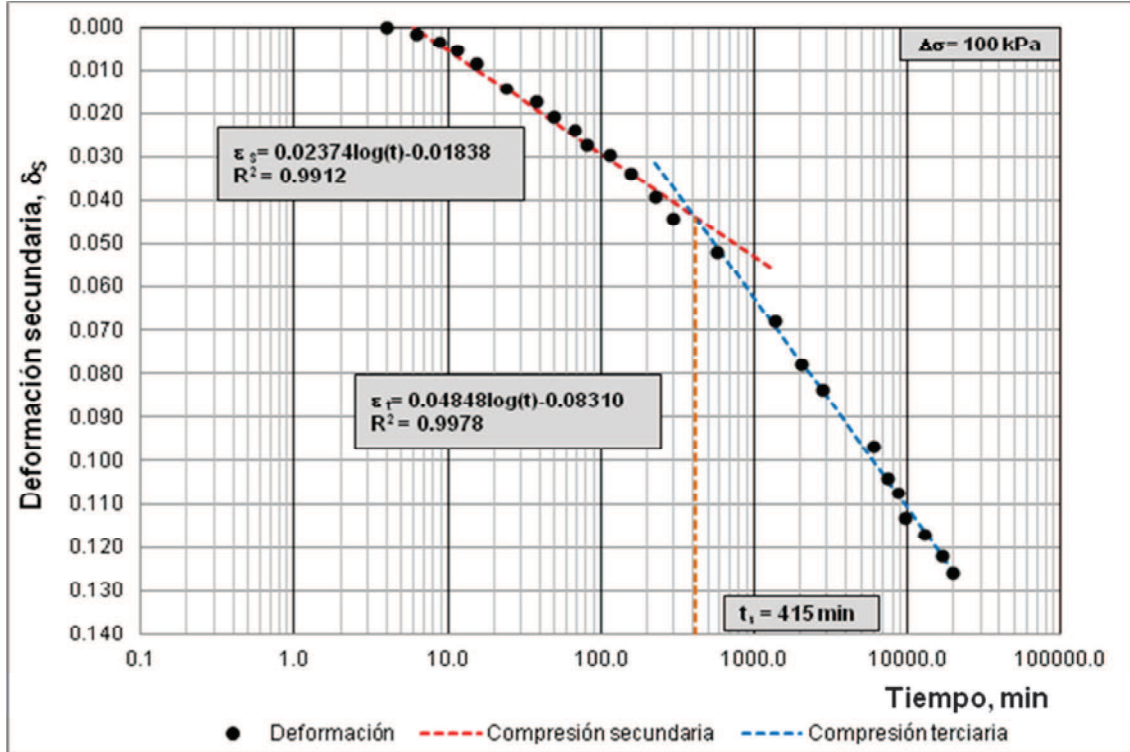
Figura C4.- a) Curva coeficiente de consolidación vs logaritmo del esfuerzo y b) curva de compresibilidad.

Paso 5.- En la tabla C5 se observa que los primeros cuatro valores de la deformación secundaria (δ_s) son los determinados en el paso 3 y presentados en la tabla C4. Los valores restantes de la deformación secundaria (δ_s) se obtienen al restar a cada lectura de la deformación vertical total (ϵ) la máxima deformación primaria (ϵ_{pmax}) obtenida, la cual corresponde al punto donde la línea recta cumple con el 100% del grado de consolidación. En la curva de la figura C2 para $\Delta\sigma = 25$ kPa, el valor máximo determinado de la deformación primaria (ϵ_{pmax}) es de 0.108.

Tabla C5 ($\Delta\sigma = 25$ kPa)						
Lectura N°	t (min)	ε	Δu (kPa)	U (%)	ε_p	δ_s
1	0.25	0.069	14.14	0	0.069	
2	0.51	0.086	8.04	43	0.086	
3	0.74	0.093	5.04	64	0.093	
4	1.00	0.097	2.68	81	0.097	
5	1.55	0.103	1.88	87	0.103	0.000
6	2.40	0.107	0.80	94	0.106	0.001
7	4.21	0.112	0.54	96	0.107	0.005
8	6.52	0.115	0.11	99	0.108	0.007
9	9.36	0.117				0.009
10	13.10	0.119				0.011
11	16.60	0.120				0.012
12	26.34	0.123				0.015
13	39.74	0.125				0.017
14	52.95	0.127				0.018
15	67.10	0.128				0.019
16	86.10	0.129				0.021
17	103.81	0.130				0.022
18	129.93	0.132				0.024
19	156.66	0.133				0.025
20	193.64	0.135				0.026
21	331.02	0.140				0.032
22	657.19	0.149				0.041
23	1515.32	0.156				0.048
24	3123.09	0.168				0.060
25	4712.87	0.175				0.067
26	6278.18	0.181				0.073
27	8468.33	0.187				0.079
28	10866.79	0.195				0.086
29	13944.54	0.201				0.093
30	20270.25	0.213				0.105

Paso 6.- Se grafican los datos de la tabla C5 deformación secundaria (δ_s) vs logaritmo del tiempo.





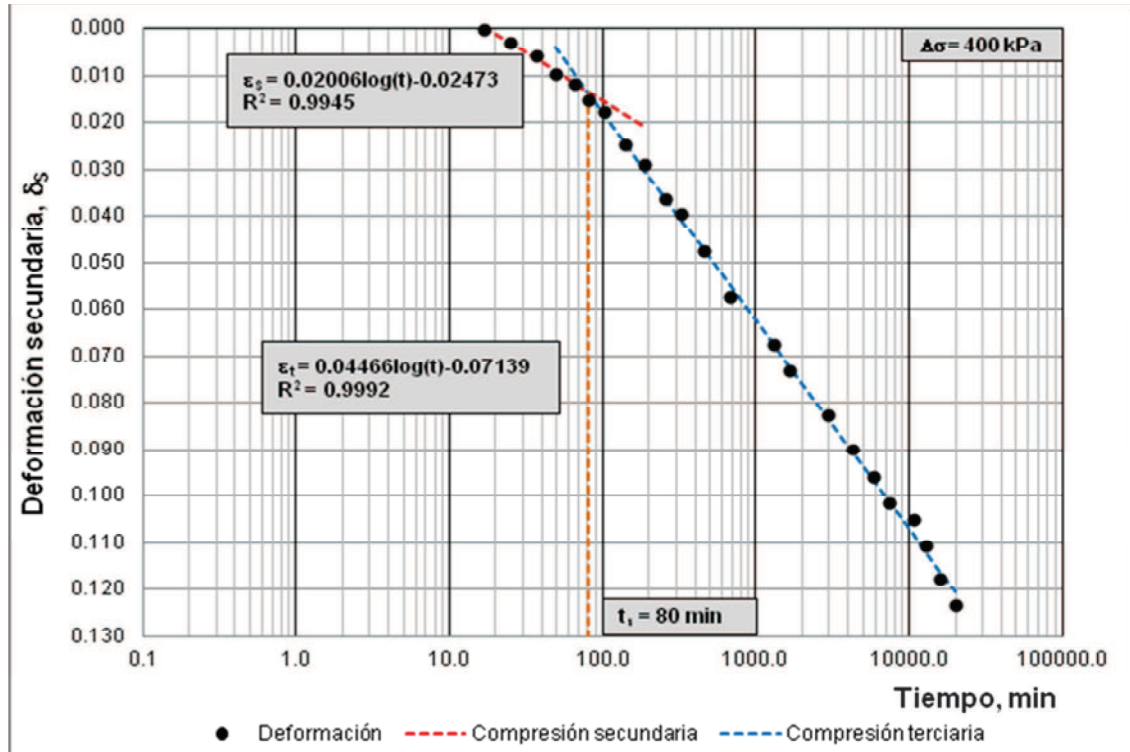


Figura C5.- Gráficos de la deformación secundaria vs logaritmo del esfuerzo.

En todas las gráficas de la figura C5 el comportamiento de la etapa denominada de manera general como “*deformación secundaria*”, no presenta un índice de compresión constante con el tiempo.

Para poder determinar el valor del índice de compresión es necesario determinar la pendiente de una recta imaginaria que trata de unir a todos los puntos del gráfico. Para lo cual, fue necesario realizar una regresión lineal para los puntos correspondientes a cada uno de los índices de compresión del gráfico.

Con la regresión lineal se determinaron las ecuaciones de las líneas rectas imaginarias que describen el comportamiento de cada índice de compresión. Por lo que, en todas las gráficas se observan dos rectas con sus respectivas ecuaciones (ε_s o ε_t) y coeficientes de correlación (R^2)^{2C}, a las cuales se denominaron *compresión secundaria* y *terciaria*, respectivamente.

El punto donde ambas rectas se cortan en el gráfico se define como el fin de la deformación secundaria. Mientras que la pendiente de cada una de las rectas es el correspondiente *índice de compresión secundaria* (α_1) y *terciaria* (α_2), respectivamente.

En la tabla C6 se presentan los valores de los índices de compresión secundaria y terciaria, así como el tiempo en el que finaliza la etapa de deformación secundaria, para cada incremento de esfuerzo.

TABLA C6 Índices de compresión secundaria (α_1) y terciaria. (α_2)

Incremento de Esfuerzo, kPa	α_1	α_2	t_s (min)
0 – 25	0.01262	0.04979	950
25 – 50	0.02301	0.04739	340
50 – 100	0.02374	0.04848	415
100 – 200	0.02112	0.05053	75
200 - 400	0.02006	0.04466	80

Un dato muy importante observado en las gráficas y en los datos de la tabla C6 es que a medida que los esfuerzos incrementan, la duración de la etapa de compresión secundaria es más corta, prácticamente tiende a fundirse en una sola con la compresión terciaria.

Otro aspecto importante es que el índice de compresión terciaria es mayor (en más de dos veces) que el índice de deformación secundaria.

Si se grafican los datos de la tabla C6 se obtiene un gráfico que nos permite observar el comportamiento de índice de compresión secundaria y terciaria a medida que se incrementan los esfuerzos durante la prueba.

^{2c}El coeficiente de correlación es una técnica matemática para estudiar el grado de dependencia entre las variables x , y . El rango de coeficiente esta entre 0 (ninguna correlación) y ± 1 (correlación perfecta).

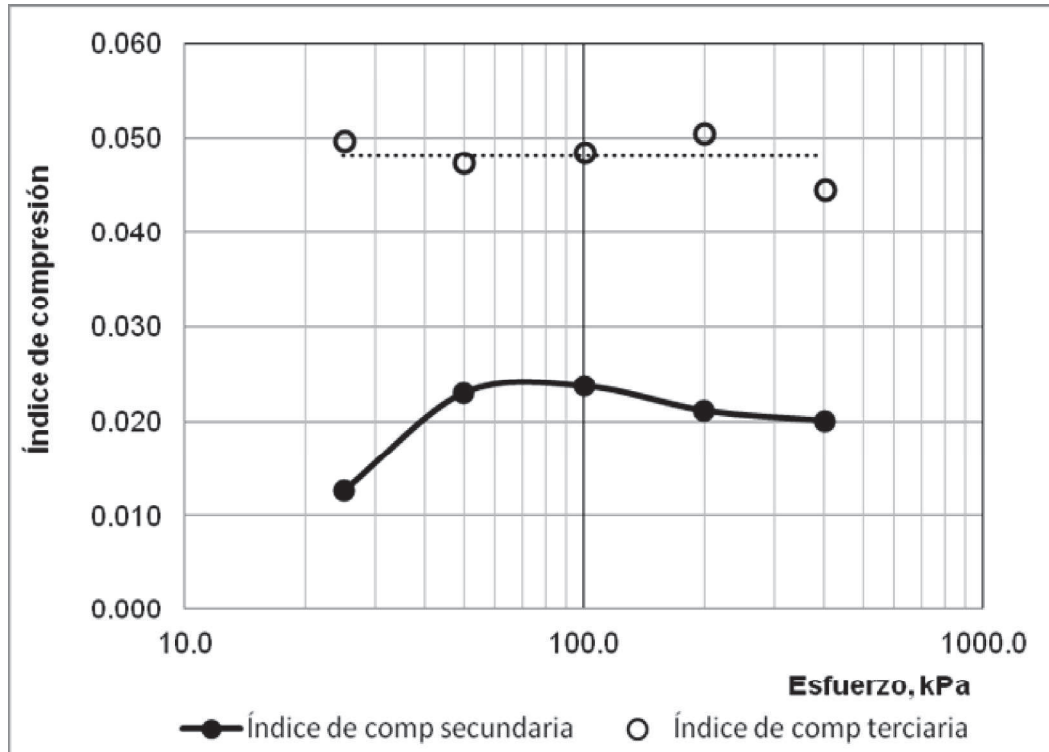


Figura C6.- Grafica de los índices de compresión secundaria y terciaria vs logaritmo del esfuerzo.

En la figura C6 se observa que el índice de compresión secundaria aumenta a medida que el esfuerzo incrementa hasta un valor máximo de 0.02374 correspondiente al esfuerzo de 100 kPa, posteriormente comienza a disminuir.

En cambio el comportamiento del índice de compresión terciaria es prácticamente el mismo, con ligeras variaciones, para cada incremento de esfuerzo. Por lo que el valor promedio del índice de compresión terciaria 0.04817 se puede considerar como constante para el suelo de turba estudiada.

Paso 7.- Por último se presentan los tiempos que indican el fin de las etapas de compresión primaria y secundaria para los diferentes incrementos de esfuerzo, demostrando de esta manera que los valores presentados por Dhowian y Edil (1980) en la tabla 4.1 del capítulo IV no son los correctos.

TABLA C7 Valores de t_p y t_s con el incremento de esfuerzo para la turba de Portage, obtenidos con el análisis presentado en este anexo.

Incremento de Esfuerzo, kPa	t_p , min	t_s , min
0 – 25	6.52	950
25 – 50	15.90	340
50 – 100	228.14	415
100 – 200	1410.11	75
200 - 400	673.53	80

Si se comparan los tiempos que indican el fin de la compresión primaria (t_p) en ambas tablas se observara que los valores obtenidos por Dhowian y Edil (1980) eran prácticamente los mismos, independientemente del incremento en el esfuerzo. Lo cual no puede ser real ya que a medida que el proceso de deformación avanzado la permeabilidad disminuye enormemente, lo que trae consigo que el tiempo para que el exceso de la presión de poro pueda disiparse aumente considerablemente.

ANEXO D

A continuación se presenta el procedimiento para resolver la ecuación diferencial que nos permitirá obtener la componente de deformación secundaria del modelo reológico de Gibson y Lo (1961).

$$\frac{d\varepsilon_b}{dt} + \alpha\varepsilon_b = \lambda\sigma' \quad (D.1)$$

Esta es una ecuación diferencial lineal con la siguiente forma general:

$$\frac{dy}{dx} + P(x)y = f(x) \quad (D.2)$$

$$P(x) = \alpha \quad ; \quad e^{\int \alpha dt} = e^{\alpha t}$$

$$e^{\alpha t} \frac{d\varepsilon_b}{dt} + e^{\alpha t} \alpha \varepsilon_b = e^{\alpha t} \lambda \sigma'$$

$$\frac{d}{dt} [e^{\alpha t} \varepsilon_b] = e^{\alpha t} \lambda \sigma'$$

$$e^{\alpha t} \varepsilon_b = \lambda \sigma' \int e^{\alpha t} dt = \lambda \sigma' \frac{e^{\alpha t}}{\alpha} + c$$

$$\varepsilon_b = \frac{\lambda \sigma'}{\alpha} + \frac{c}{e^{\alpha t}} \quad ; \quad \text{cuando } t = 0 \Rightarrow \varepsilon_b = 0 \quad \therefore c = -\frac{\lambda \sigma'}{\alpha}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\lambda \sigma'}{\alpha} - \frac{\lambda \sigma' c}{\alpha e^{\alpha t}} \quad ; \quad \text{como } \alpha = \frac{\lambda}{b}$$

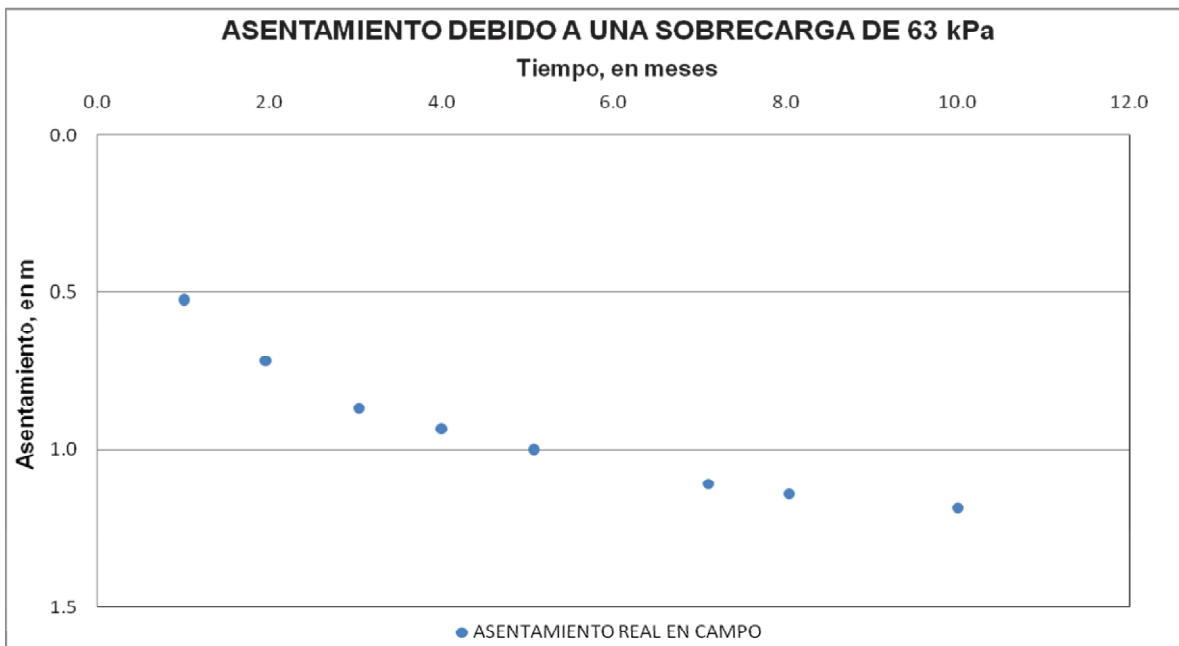
$$\varepsilon_b = \frac{b \lambda \sigma'}{\lambda} - \frac{b \lambda \sigma'}{\lambda e^{\alpha t}} = \sigma' b - \sigma' b e^{-\frac{\lambda}{b} t}$$

$$\therefore \varepsilon_b = \sigma' b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b} t} \right) \quad (D.3)$$

Ahora se presenta el método paso a paso propuesto por Dhowian y Edil (1980) para determinar los parámetros reológicos (a , b y λ) utilizado en el modelo de Gibson y Lo (1961) en base a los datos de la curva asentamiento vs tiempo de un caso real estudiado por Edil (1981).

Los pasos a seguir para este método son los siguientes:

1.- Se determina el asentamiento producido por una sobrecarga ($\Delta\sigma'$) para diferentes tiempos (t).



2.- Se determina la deformación unitaria para cada punto de la gráfica con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_i = \frac{S_i}{H} \quad (D.4)$$

donde:

ε_i = Deformación unitaria para un cierto tiempo, adimensional.

S_i = Asentamiento observado en campo para un cierto tiempo, en m.

H = Espesor del estrato o suelos deformables, en m.

3.- Se determina la diferencia entre las deformaciones y tiempos subsecuentes entre sí de acuerdo a lo indicado en las siguientes expresiones:

$$\Delta\varepsilon_I = \varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i \quad (D.5) \quad \Delta t_I = t_{i+1} - t_i \quad (D.6)$$

4.- Se determina el logaritmo neperiano del cociente obtenido entre la diferencia de la deformación y la diferencia del tiempo de acuerdo a lo indicado en la siguiente expresión:

$$y_I = \ln\left(\frac{\Delta\varepsilon_I}{\Delta t_I}\right) \quad (D.7)$$

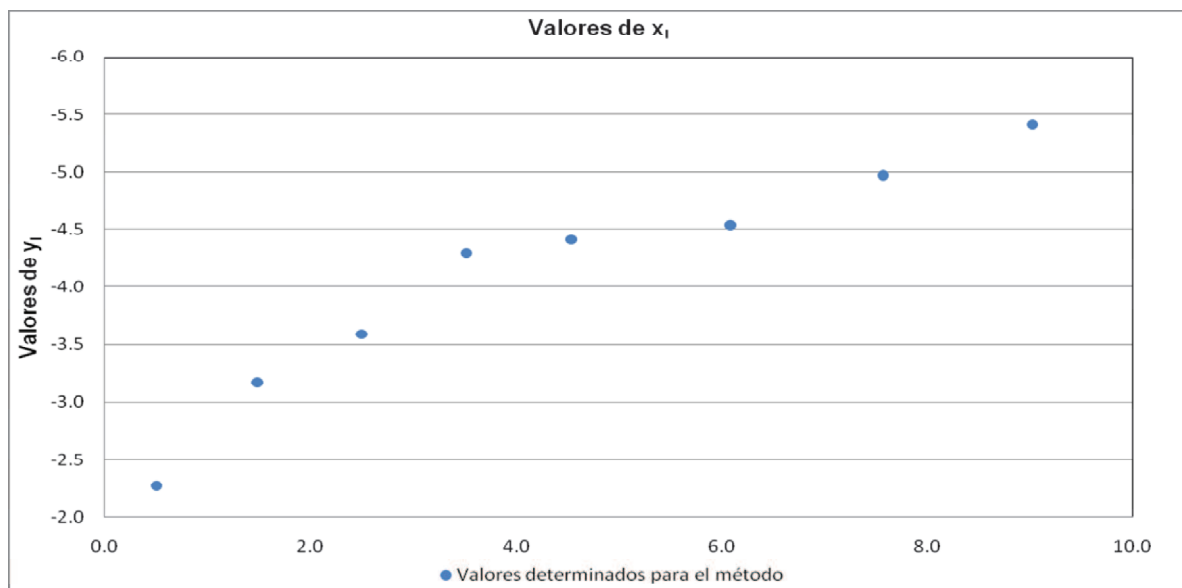
5.- Se determina el tiempo promedio entre tiempos subsecuentes de acuerdo con la siguiente expresión matemática:

$$x_I = \frac{t_{i+1} + t_i}{n-1} \quad (D.8)$$

donde:

n , es el número de datos tomados.

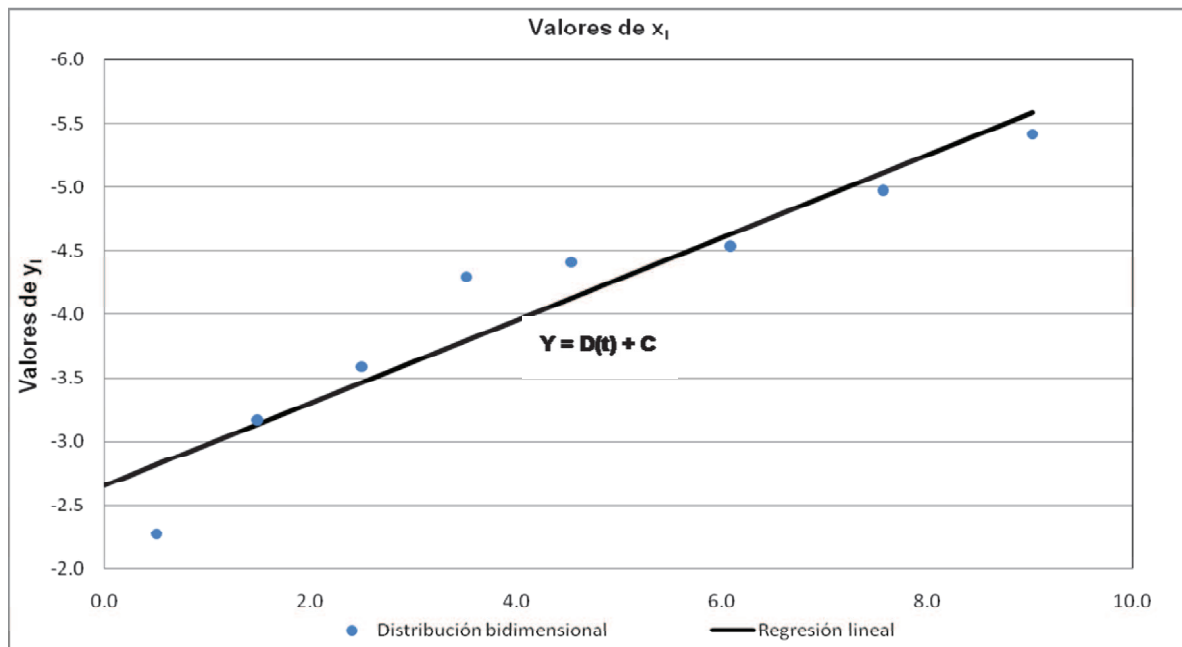
6.- Se grafican los puntos determinados (x_I, y_I) como se muestra en la siguiente gráfica.



7.- El siguiente paso, es la determinación de la dependencia funcional entre las dos variables x_i , y_i que mejor ajusta a la distribución bidimensional de la gráfica anterior. A esta dependencia funcional se le denomina regresión lineal y se requiere la determinación de dos parámetros: la pendiente (**D**) y la ordenada del origen (**C**) de la recta de regresión, $Y=D(t)+C$. Estos parámetros se determinan de acuerdo con las siguientes expresiones matemáticas:

$$D = \frac{(n-1)\sum x_i y_i + \sum x_i \sum y_i}{(n-1)\sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \quad (D.9)$$

$$C = \frac{\sum y_i - D\sum x_i}{(n-1)} \quad (D.10)$$

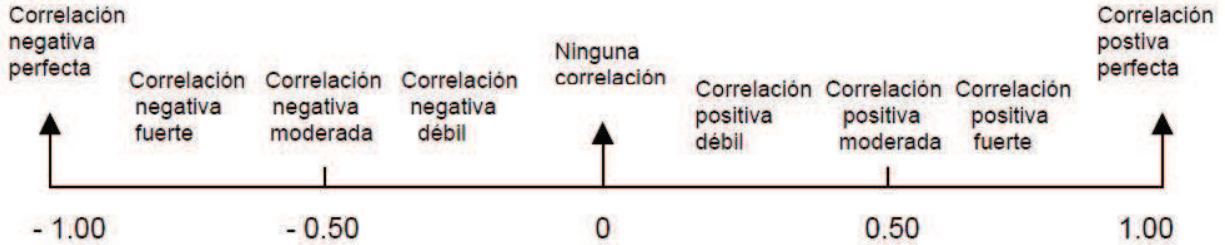


8.- Se determina el coeficiente de correlación lineal, mediante la siguiente expresión:

$$r = \frac{(n-1)\sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{\left\{ \left[(n-1)\sum x_i^2 - (\sum x_i)^2 \right] \times \left[(n-1)\sum y_i^2 - (\sum y_i)^2 \right] \right\}^{0.5}} \quad (D.11)$$

El coeficiente de correlación es una técnica para estudiar la distribución bidimensional, el cual nos indica la intensidad o grado de dependencia entre las variables x , y .

El siguiente diagrama resume el análisis del coeficiente de correlación entre dos variables:



9.- Se determinan los parámetros reológicos a , b , y λ al relacionar las siguientes expresiones:

$$Y = D(t) + C \Leftrightarrow \ln \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -\frac{\lambda}{b}t + \ln \sigma' \lambda \quad (D.12)$$

donde:

$$Y = \ln \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \text{Es el índice de deformación.}$$

$$D = -\frac{\lambda}{b} = \text{Pendiente de la línea.}$$

$$C = \ln \sigma' \lambda \text{ Intercepción de la línea.}$$

Se procede entonces a despejar los parámetros reológicos en el siguiente orden λ , b y a

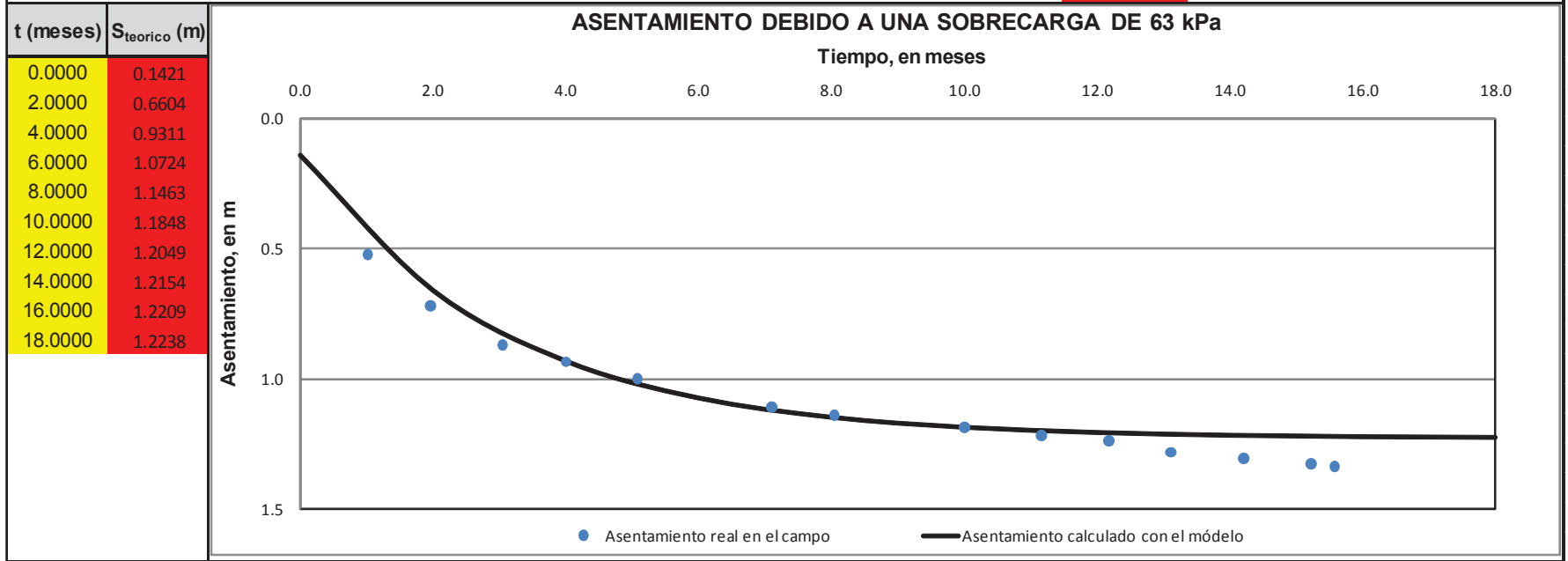
$$\lambda = \frac{C}{\ln \sigma'} \quad (D.13)$$

$$b = -\frac{\lambda}{D} \quad (D.14)$$

$$a = \frac{\varepsilon_n}{\sigma'} - b + b e^{-\frac{\lambda}{b}t_n} \quad (D.15)$$

DATOS REQUERIDOS			t_i (meses)	S_i (m)	ϵ_i	$\Delta\epsilon_i$	Δt_i	$\ln(\Delta\epsilon_i/\Delta t_i)$ (y_i)	t (x_i)	$x_i y_i$	x_i^2	y_i^2	
H =	5.00	m	0.0000	0.0000	0.0000	0.1043	1.0145	-2.2745	0.5073	-1.1537	0.2573	5.1733	
$\Delta\sigma' =$	63.00	kPa	1.0145	0.5217	0.1043	0.0396	0.9420	-3.1697	1.4855	-4.7086	2.2067	10.0469	
n =	9		1.9565	0.7196	0.1439	0.0300	1.0870	-3.5900	2.5000	-8.9749	6.2500	12.8880	
$\Delta\sigma'_{var} =$	63.00	kPa	3.0435	0.8696	0.1739	0.0130	0.9565	-4.2953	3.5218	-15.1268	12.4027	18.4493	
			4.0000	0.9348	0.1870	0.0130	1.0725	-4.4097	4.5363	-20.0036	20.5776	19.4457	
			5.0725	1.0000	0.2000	0.0217	2.0289	-4.5361	6.0870	-27.6110	37.0510	20.5762	
			7.1014	1.1087	0.2217	0.0065	0.9421	-4.9732	7.5725	-37.6596	57.3420	24.7331	
			8.0435	1.1413	0.2283	0.0087	1.9565	-5.4156	9.0218	-48.8581	81.3920	29.3286	
			10.0000	1.1848	0.2370								
			11.1594	1.2174									
			12.1739	1.2391									
			13.1159	1.2826									
			14.2029	1.3043									
15.2174	1.3261												
15.5797	1.3370												
$\Sigma =$								-32.6641	35.2319	-164.0964	217.4792	140.6410	
Pendiente =								-0.324852					
Intercepción =								-2.652365					
$\lambda =$								0.001119					
b =								0.003444					
a =								0.000451					
r =								-0.8641					

ASENTAMIENTO DEBIDO A UNA SOBRECARGA DE 63 kPa



ANEXO E

En este anexo se presenta el análisis de la resistencia cortante de dos turbas italianas denominadas Correzzola y Adria, mediante el uso de pruebas triaxiales del tipo consolidada-no drenada (CU). Los parámetros efectivos de resistencia cortante se determinaran en base al modelo teórico de Hausmann y Lee (1976) presentado en el capítulo V de este trabajo de investigación.

Los parámetros a determinar mediante el modelo son: *el ángulo de fricción efectiva de la matriz del suelo (ϕ'_m) y la cohesión efectiva debida al reforzamiento de las fibras (C_R).*

En la tabla E1 se presentan las principales características de las turbas Correzzola y Adria.

TABLA E1 Principales Características de las Turbas

Propiedad ^(a)	Adria	Correzzola
Profundidad de muestreo (m)	3.0 – 6.0	1.6 – 2.1
Peso unitario, γ (kN/m ³)	10.3 – 10.7	10.3 – 10.8
Contenido de agua, ω (%)	330 – 421	606 – 790
Contenido orgánico, Oc (%)	68 – 75	70 – 72
Contenido de fibras (%)	11 – 27	25
Densidad Relativa de Sólidos, Gs	1.55 – 1.58	1.46 - 1.60
Resistencia cortante sin drenar, s_{uv}	90 - 160	20 - 110

(a).- De acuerdo con ASTM D4648-94 para s_{uv} de la prueba miniatura de veleta de corte, ASTM D4531-86 para γ , ASTM D2216-92 para ω , ASTM D2974-87 para Oc y BS1377 -1990 6(B) para Gs.

En la tabla E2 se resumen algunas de las propiedades de los especímenes antes de su ensaye, como son: el contenido de agua (ω_0) y el peso volumétrico (γ_0); además de los parámetros obtenidos durante y al final de cada ensaye, como

son: el coeficiente de presión de poro (B), la contrapresión (BP), el esfuerzo de consolidación (σ_c').

El diámetro y altura inicial de los especímenes fue de aproximadamente 7 y 14 cm respectivamente.

TABLA E2 Resumen de las Pruebas Triaxiales (Cola, 2005)

Tipo	Prueba No	ω_0 (%)	γ_0 (kN/m ³)	BP (kPa)	B	σ_c' (kPa)
Adria N	ANI-50	310	10.8	196	0.99	49
Adria N	ANI-200	373	10.6	100	0.90	200
Adria R	ARI-50	250	10.3	196	0.96	49
Adria R	ARI-200	279	10.2	196	0.95	195
Correzzola N	CNI-50	755	10.5	50	0.99	50
Correzzola N	CNI-100	698	10.3	200	0.94	100
Correzzola R	CRI-50	566	10.1	48	0.97	50
Correzzola R	CRI-100	646	9.9	147	0.94	100

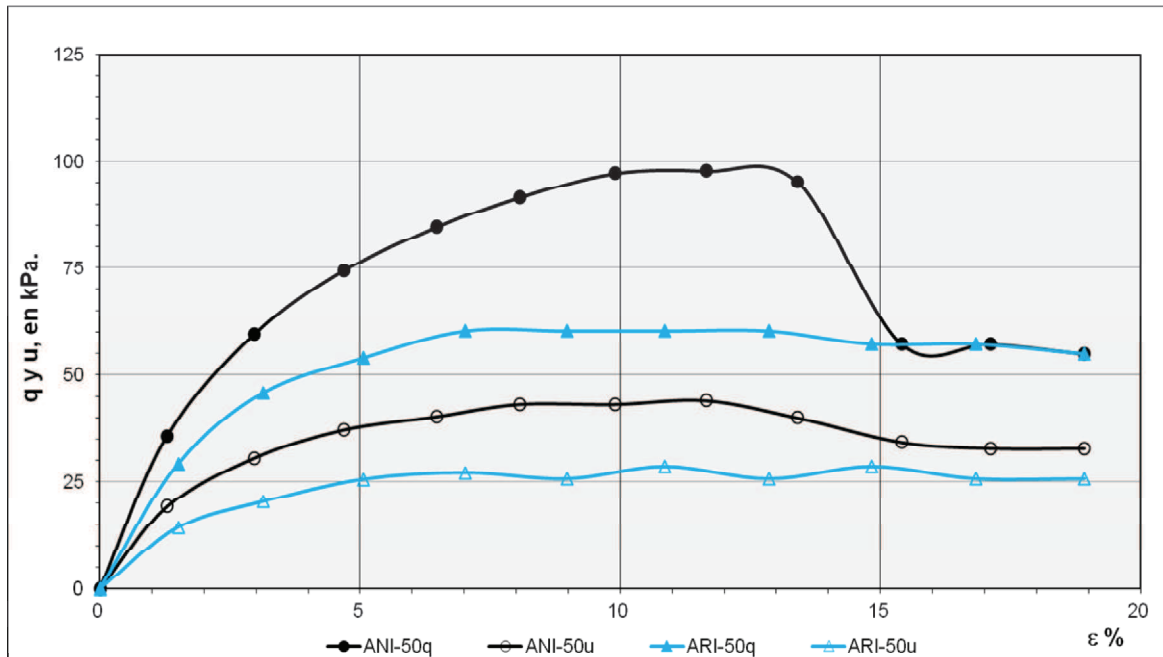
N = Espécimen Natural; R = Espécimen Remoldeado; I = Consolidación Isotrópica.

A continuación se presenta paso a paso el procedimiento para determinar la contribución del reforzamiento de las fibras a la resistencia cortante.

Paso 1.- Con los datos de la tabla E3 y E4 se grafican las curvas deformación vertical (ε) vs esfuerzo desviador (q) y exceso de presión de poro (u), presentadas en las figuras E1 y E2.

• *Turba Adria*

TABLA E3											
ANI-50			ANI-200			ARI-50			ARI-200		
ε (%)	q (kPa)	u (kPa)	ε (%)	q (kPa)	u (kPa)	ε (%)	q (kPa)	u (kPa)	ε (%)	q (kPa)	u (kPa)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.29	35.71	19.14	0.71	77.26	58.93	1.50	29.14	14.29	1.63	129.75	64.38
2.96	59.43	30.57	1.67	129.50	84.69	3.13	45.71	20.29	3.39	180.76	99.05
4.68	74.29	37.14	2.72	161.70	102.02	5.05	53.86	25.57	5.48	208.00	108.95
6.47	84.57	40.29	3.72	183.24	116.38	7.01	60.14	27.14	7.54	222.61	118.86
8.06	91.43	43.14	4.81	200.57	123.96	8.98	60.14	25.71	9.79	232.02	119.35
9.90	97.14	43.14	5.86	215.43	133.71	10.86	60.14	28.57	11.88	232.27	114.40
11.65	97.71	44.00	6.90	224.34	144.11	12.86	60.14	25.71	14.04	232.02	111.43
13.40	95.14	40.00	7.95	233.26	153.03	14.82	57.14	28.57	16.32	222.86	107.96
15.41	57.14	34.29	9.04	240.19	154.51	16.83	57.14	25.71			
17.12	57.14	32.86	10.17	247.12	163.43	18.91	54.86	25.71			
18.91	54.86	32.86	11.30	250.84	167.64						
			12.38	251.33	168.13						
			13.39	247.12	167.64						
			14.58	240.19	160.95						
			15.69	228.30	156.99						
			16.82	222.86	154.02						
			17.95	217.41	153.52						
			18.98	213.45	149.56						



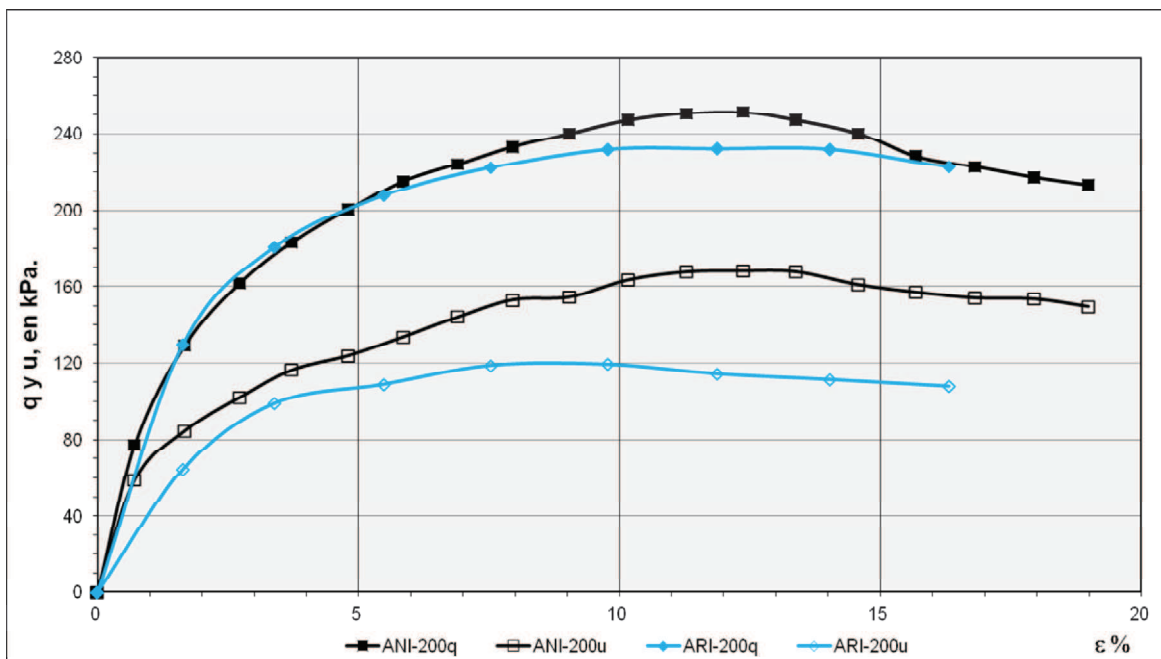


Figura E1.- Curvas deformación vertical (ϵ) vs esfuerzo desviador (q) y exceso de presión de poro (u) de la turba Adria.

• **Turba Correzzola**

TABLA E4											
CNI-50			CNI-100			CRI-50			CRI-100		
ϵ (%)	q (kPa)	u (kPa)	ϵ (%)	q (kPa)	u (kPa)	ϵ (%)	q (kPa)	u (kPa)	ϵ (%)	q (kPa)	u (kPa)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.12	5.28	5.28	0.49	22.08	12.26	1.24	13.21	12.02	2.05	41.94	30.17
1.04	23.64	16.31	2.22	80.70	54.94	2.61	18.49	17.70	4.11	56.42	43.17
2.12	31.83	22.65	4.11	101.30	68.68	4.15	21.13	22.19	6.20	63.77	48.32
3.24	37.25	26.68	5.95	111.36	75.67	5.39	22.72	24.83	8.25	68.68	51.26
4.52	41.87	30.64	7.99	120.43	76.90	7.01	23.91	26.42	10.31	71.87	52.74
5.52	44.77	34.21	9.79	122.89	79.23	8.30	25.23	28.26	12.57	73.46	52.00
7.30	46.49	35.92	11.70	125.58	79.23	9.96	26.42	29.19	14.72	74.08	53.96
7.93	48.08	38.17	13.59	127.55	80.70	11.29	26.88	30.25	16.92	74.20	54.33
8.92	49.00	38.57	15.52	127.67	79.23	12.88	27.87	30.25	19.26	74.22	52.74
10.04	50.32	39.62	17.54	127.79	79.23	14.38	27.87	30.38			
11.24	52.04	41.08				15.93	28.40	31.57			
12.45	52.57	41.60				17.47	29.19	31.96			
13.69	53.36	41.08									

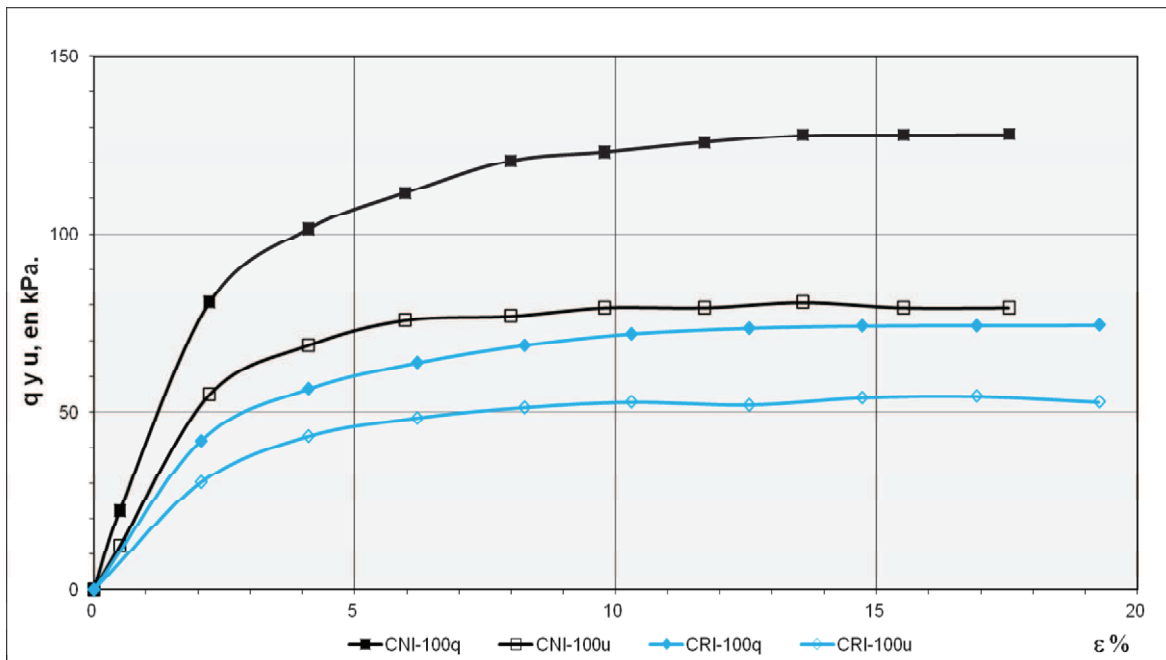
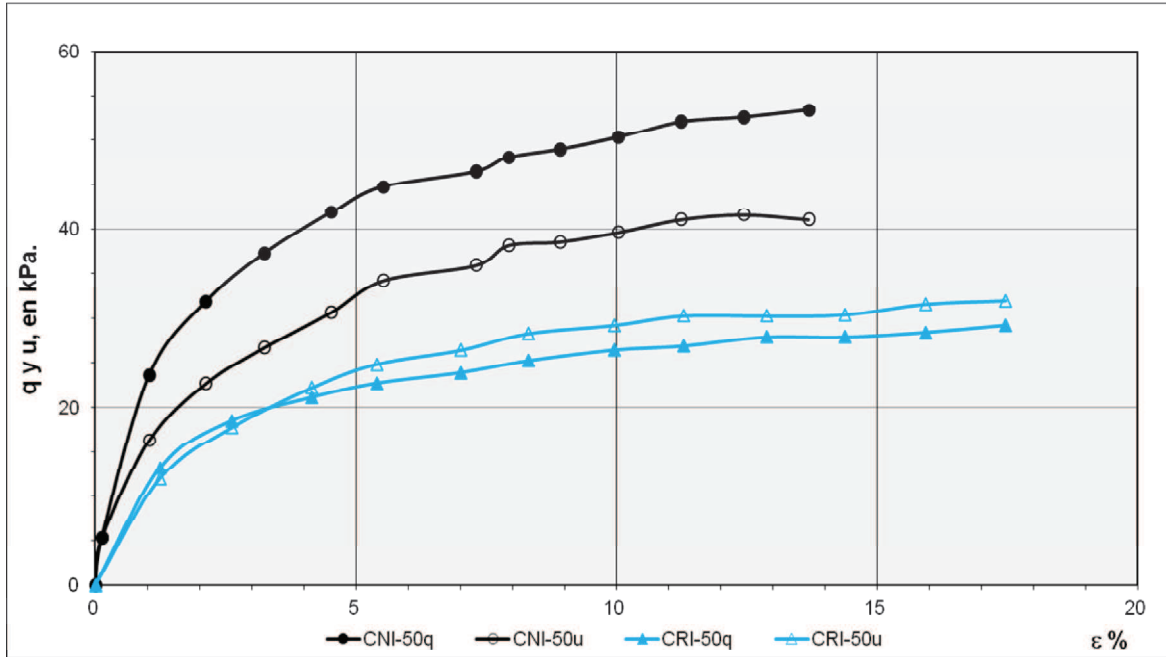


Figura E2.- Curvas deformación vertical (ϵ) vs esfuerzo desviador (q) y exceso de presión de poro (u) de la turba Correzzola.

Paso 2.- Se determinan los parámetros necesarios para obtener los círculos de Mohr y la trayectoria de esfuerzos. En las tablas E5 y E6 se presentan los valores correspondientes a la turba Adria, mientras que en las tablas E7 y E8 se presentan los correspondientes a la turba Correzzola.

- **Turba Adria**

TABLA E5												
ANI-50												
ε (kPa)	q (kPa)	u (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 = (\sigma_3 + q)$ (kPa)	$\sigma_1' = (\sigma_1 - u)$ (kPa)	$\sigma_3' = (\sigma_3 - u)$ (kPa)	$\tau = q/2$	u/σ_1'	$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ (kPa)	$p' = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$ (kPa)		
0.00	0.00	0.00	49.00	49.00	49.00	49.00	0.00	0.00	49.00	49.00		
1.29	35.71	19.14		84.71	65.57	29.86	17.86	0.29	60.90	41.76		
2.96	59.43	30.57		108.43	77.86	18.43	29.71	0.39	68.81	38.24		
4.68	74.29	37.14		123.29	86.14	11.86	37.14	0.43	73.76	36.62		
6.47	84.57	40.29		133.57	93.29	8.71	42.29	0.43	77.19	36.90		
8.06	91.43	43.14		140.43	97.29	5.86	45.71	0.44	79.48	36.33		
9.90	97.14	43.14		146.14	103.00	5.86	48.57	0.42	81.38	38.24		
11.65	97.71	44.00		146.71	102.71	5.00	48.86	0.43	81.57	37.57		
13.40	95.14	40.00		144.14	104.14	9.00	47.57	0.38	80.71	40.71		
15.41	57.14	34.29		106.14	71.86	14.71	28.57	0.48	68.05	33.76		
17.12	57.14	32.86		106.14	73.29	16.14	28.57	0.45	68.05	35.19		
18.91	54.86	32.86		103.86	71.00	16.14	27.43	0.46	67.29	34.43		
ANI-200												
ε (kPa)	q (kPa)	u (kPa)		σ_3 (kPa)	$\sigma_1 = (\sigma_3 + q)$ (kPa)	$\sigma_1' = (\sigma_1 - u)$ (kPa)	$\sigma_3' = (\sigma_3 - u)$ (kPa)	$\tau = q/2$	u/σ_1'	$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ (kPa)	$p' = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$ (kPa)	
0.00	0.00	0.00		200.00	200.00	200.00	200.00	0.00	0.00	200.00	200.00	
0.71	77.26	58.93	277.26		218.32	141.07	38.63	0.27	225.75	166.82		
1.67	129.50	84.69	329.50		244.82	115.31	64.75	0.35	243.17	158.48		
2.72	161.70	102.02	361.70		259.68	97.98	80.85	0.39	253.90	151.88		
3.72	183.24	116.38	383.24		266.86	83.62	91.62	0.44	261.08	144.70		
4.81	200.57	123.96	400.57		276.61	76.04	100.29	0.45	266.86	142.90		
5.86	215.43	133.71	415.43		281.71	66.29	107.71	0.47	271.81	138.10		
6.90	224.34	144.11	424.34		280.23	55.89	112.17	0.51	274.78	130.67		
7.95	233.26	153.03	433.26		280.23	46.97	116.63	0.55	277.75	124.72		
9.04	240.19	154.51	440.19		285.68	45.49	120.10	0.54	280.06	125.55		
10.17	247.12	163.43	447.12		283.70	36.57	123.56	0.58	282.37	118.95		
11.30	250.84	167.64	450.84		283.20	32.36	125.42	0.59	283.61	115.97		
12.38	251.33	168.13	451.33		283.20	31.87	125.67	0.59	283.78	115.64		
13.39	247.12	167.64	447.12		279.49	32.36	123.56	0.60	282.37	114.74		
14.58	240.19	160.95	440.19		279.24	39.05	120.10	0.58	280.06	119.11		
15.69	228.30	156.99	428.30		271.31	43.01	114.15	0.58	276.10	119.11		
16.82	222.86	154.02	422.86		268.84	45.98	111.43	0.57	274.29	120.27		
17.95	217.41	153.52	417.41		263.89	46.48	108.70	0.58	272.47	118.95		
18.98	213.45	149.56	413.45		263.89	50.44	106.72	0.57	271.15	121.59		

TABLA E6										
ARI-50										
ε (kPa)	q (kPa)	u (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 = (\sigma_3 + q)$ (kPa)	$\sigma_1' = (\sigma_1 - u)$ (kPa)	$\sigma_3' = (\sigma_3 - u)$ (kPa)	$\tau = q/2$	u/σ_1'	$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ (kPa)	$p' = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$ (kPa)
0.00	0.00	0.00	49.00	49.00	49.00	49.00	0.00	0.00	49.00	49.00
1.50	29.14	14.29		78.14	63.86	34.71	14.57	0.22	58.71	44.43
3.13	45.71	20.29		94.71	74.43	28.71	22.86	0.27	64.24	43.95
5.05	53.86	25.57		102.86	77.29	23.43	26.93	0.33	66.95	41.38
7.01	60.14	27.14		109.14	82.00	21.86	30.07	0.33	69.05	41.90
8.98	60.14	25.71		109.14	83.43	23.29	30.07	0.31	69.05	43.33
10.86	60.14	28.57		109.14	80.57	20.43	30.07	0.35	69.05	40.48
12.86	60.14	25.71		109.14	83.43	23.29	30.07	0.31	69.05	43.33
14.82	57.14	28.57		106.14	77.57	20.43	28.57	0.37	68.05	39.48
16.83	57.14	25.71		106.14	80.43	23.29	28.57	0.32	68.05	42.33
18.91	54.86	25.71		103.86	78.14	23.29	27.43	0.33	67.29	41.57
ARI-200										
ε (kPa)	q (kPa)	u (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 = (\sigma_3 + q)$ (kPa)	$\sigma_1' = (\sigma_1 - u)$ (kPa)	$\sigma_3' = (\sigma_3 - u)$ (kPa)	$\tau = q/2$	u/σ_1'	$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ (kPa)	$p' = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$ (kPa)
0.00	0.00	0.00	195.00	195.00	195.00	195.00	0.00	0.00	195.00	195.00
1.63	129.75	64.38		324.75	260.37	130.62	64.88	0.25	238.25	173.87
3.39	180.76	99.05		375.76	276.71	95.95	90.38	0.36	255.25	156.21
5.48	208.00	108.95		403.00	294.05	86.05	104.00	0.37	264.33	155.38
7.54	222.61	118.86		417.61	298.75	76.14	111.30	0.40	269.20	150.35
9.79	232.02	119.35		427.02	307.67	75.65	116.01	0.39	272.34	152.99
11.88	232.27	114.40		427.27	312.87	80.60	116.13	0.37	272.42	158.02
14.04	232.02	111.43		427.02	315.59	83.57	116.01	0.35	272.34	160.91
16.32	222.86	107.96		417.86	309.90	87.04	111.43	0.35	269.29	161.32

- **Turba Correzzola**

TABLA E7										
CNI-50										
ε (kPa)	q (kPa)	u (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 = (\sigma_3 + q)$ (kPa)	$\sigma_1' = (\sigma_1 - u)$ (kPa)	$\sigma_3' = (\sigma_3 - u)$ (kPa)	$\tau = q/2$	u/σ_1'	$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ (kPa)	$p' = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$ (kPa)
0.00	0.00	0.00	50.00	50.00	50.00	50.00	0.00	0.00	50.00	50.00
0.12	5.28	5.28		55.28	50.00	44.72	2.64	0.11	51.76	46.48
1.04	23.64	16.31		73.64	57.33	33.69	11.82	0.28	57.88	41.57
2.12	31.83	22.65		81.83	59.18	27.35	15.92	0.38	60.61	37.96
3.24	37.25	26.68		87.25	60.57	23.32	18.62	0.44	62.42	35.74
4.52	41.87	30.64		91.87	61.23	19.36	20.93	0.50	63.96	33.31
5.52	44.77	34.21		94.77	60.57	15.79	22.39	0.56	64.92	30.72
7.30	46.49	35.92		96.49	60.57	14.08	23.25	0.59	65.50	29.57
7.93	48.08	38.17		98.08	59.91	11.83	24.04	0.64	66.03	27.86
8.92	49.00	38.57		99.00	60.43	11.43	24.50	0.64	66.33	27.77
10.04	50.32	39.62		100.32	60.70	10.38	25.16	0.65	66.77	27.15
11.24	52.04	41.08		102.04	60.96	8.92	26.02	0.67	67.35	26.27
12.45	52.57	41.60		102.57	60.96	8.40	26.28	0.68	67.52	25.92
13.69	53.36	41.08		103.36	62.28	8.92	26.68	0.66	67.79	26.71
CNI-100										
ε (kPa)	q (kPa)	u (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 = (\sigma_3 + q)$ (kPa)	$\sigma_1' = (\sigma_1 - u)$ (kPa)	$\sigma_3' = (\sigma_3 - u)$ (kPa)	$\tau = q/2$	u/σ_1'	$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ (kPa)	$p' = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$ (kPa)
0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	0.00	0.00	100.00	100.00
0.49	22.08	12.26		122.08	109.81	87.74	11.04	0.11	107.36	95.09
2.22	80.70	54.94		180.70	125.75	45.06	40.35	0.44	126.90	71.96
4.11	101.30	68.68		201.30	132.62	31.32	50.65	0.52	133.77	65.09
5.95	111.36	75.67		211.36	135.69	24.33	55.68	0.56	137.12	61.45
7.99	120.43	76.90		220.43	143.54	23.10	60.22	0.54	140.14	63.25
9.79	122.89	79.23		222.89	143.66	20.77	61.44	0.55	140.96	61.74
11.70	125.58	79.23		225.58	146.36	20.77	62.79	0.54	141.86	62.64
13.59	127.55	80.70		227.55	146.85	19.30	63.77	0.55	142.52	61.82
15.52	127.67	79.23		227.67	148.44	20.77	63.83	0.53	142.56	63.33
17.54	127.79	79.23		227.79	148.57	20.77	63.90	0.53	142.60	63.37

TABLA E8												
CRI-50												
ε (kPa)	q (kPa)	u (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 = (\sigma_3 + q)$ (kPa)	$\sigma_1' = (\sigma_1 - u)$ (kPa)	$\sigma_3' = (\sigma_3 - u)$ (kPa)	$\tau = q/2$	u/σ_1'	$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ (kPa)	$p' = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$ (kPa)		
0.00	0.00	0.00	50.00	50.00	50.00	50.00	0.00	0.00	50.00	50.00		
1.24	13.21	12.02		63.21	51.19	37.98	6.60	0.23	54.40	42.38		
2.61	18.49	17.70		68.49	50.79	32.30	9.25	0.35	56.16	38.47		
4.15	21.13	22.19		71.13	48.94	27.81	10.57	0.45	57.04	34.86		
5.39	22.72	24.83		72.72	47.89	25.17	11.36	0.52	57.57	32.74		
7.01	23.91	26.42		73.91	47.49	23.58	11.95	0.56	57.97	31.55		
8.30	25.23	28.26		75.23	46.96	21.74	12.61	0.60	58.41	30.14		
9.96	26.42	29.19		76.42	47.23	20.81	13.21	0.62	58.81	29.62		
11.29	26.88	30.25		76.88	46.63	19.75	13.44	0.65	58.96	28.71		
12.88	27.87	30.25		77.87	47.62	19.75	13.93	0.64	59.29	29.04		
14.38	27.87	30.38		77.87	47.49	19.62	13.93	0.64	59.29	28.91		
15.93	28.40	31.57		78.40	46.83	18.43	14.20	0.67	59.47	27.90		
17.47	29.19	31.96		79.19	47.23	18.04	14.59	0.68	59.73	27.77		
CRI-100												
ε (kPa)	q (kPa)	u (kPa)		σ_3 (kPa)	$\sigma_1 = (\sigma_3 + q)$ (kPa)	$\sigma_1' = (\sigma_1 - u)$ (kPa)	$\sigma_3' = (\sigma_3 - u)$ (kPa)	$\tau = q/2$	u/σ_1'	$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ (kPa)	$p' = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$ (kPa)	
0.00	0.00	0.00		100.00	100.00	100.00	100.00	0.00	0.00	100.00	100.00	
2.05	41.94	30.17	141.94		111.77	69.83	20.97	0.27	113.98	83.81		
4.11	56.42	43.17	156.42		113.25	56.83	28.21	0.38	118.81	75.64		
6.20	63.77	48.32	163.77		115.45	51.68	31.89	0.42	121.26	72.94		
8.25	68.68	51.26	168.68		117.42	48.74	34.34	0.44	122.89	71.63		
10.31	71.87	52.74	171.87		119.13	47.26	35.93	0.44	123.96	71.22		
12.57	73.46	52.00	173.46		121.46	48.00	36.73	0.43	124.49	72.49		
14.72	74.08	53.96	174.08		120.11	46.04	37.04	0.45	124.69	70.73		
16.92	74.20	54.33	174.20		119.87	45.67	37.10	0.45	124.73	70.40		
19.26	74.22	52.74	174.22		121.49	47.26	37.11	0.43	124.74	72.01		

Paso 3.- Se trazan los círculos de Mohr en función de los esfuerzos efectivos y totales, y se determinan los correspondientes ángulos de fricción total (ϕ) y efectivo (ϕ').

Nota: debido a que en las curvas de la figura E1, ANI-50q y ANI-200q se presenta un valor máximo (pico), los ángulos de fricción que se determinen serán tanto para la condición pico como para la condición cuyo comportamiento se vuelve casi constante después del pico.

En la tabla E9 se presentan los parámetros necesarios para dibujar los círculos de Mohr de la figura E3 en función de esfuerzos totales y efectivos para los especímenes naturales y remoldeados, correspondientes a la condición pico, en la turba Adria.

TABLA E9.- Parámetros Obtenidos para Dibujar los Círculos de Mohr						
Prueba No.	q_{max} (kPa)	ϵ_q (%)	σ_{1f} (kPa)	σ_{3f} (kPa)	σ'_{1f} (kPa)	σ'_{3f} (kPa)
ANI50	97.714	11.649	146.71	49.00	102.71	5.00
ARI50	60.143	10.856	109.14	49.00	80.57	20.43
ANI200	251.333	12.385	451.33	200.00	283.20	31.87
ARI200	232.019	11.883	427.02	195.00	312.62	80.60

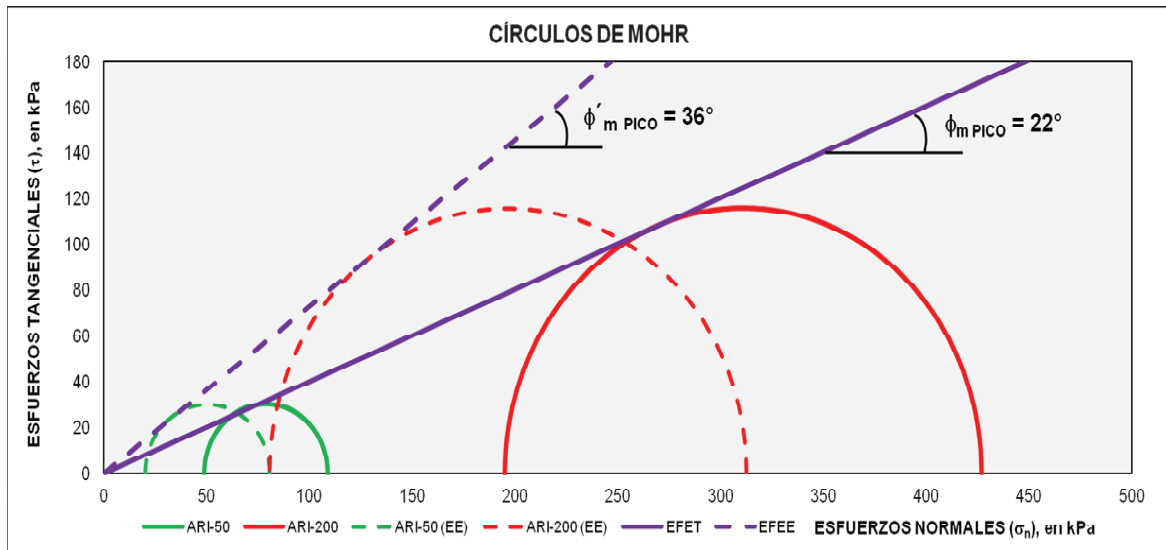
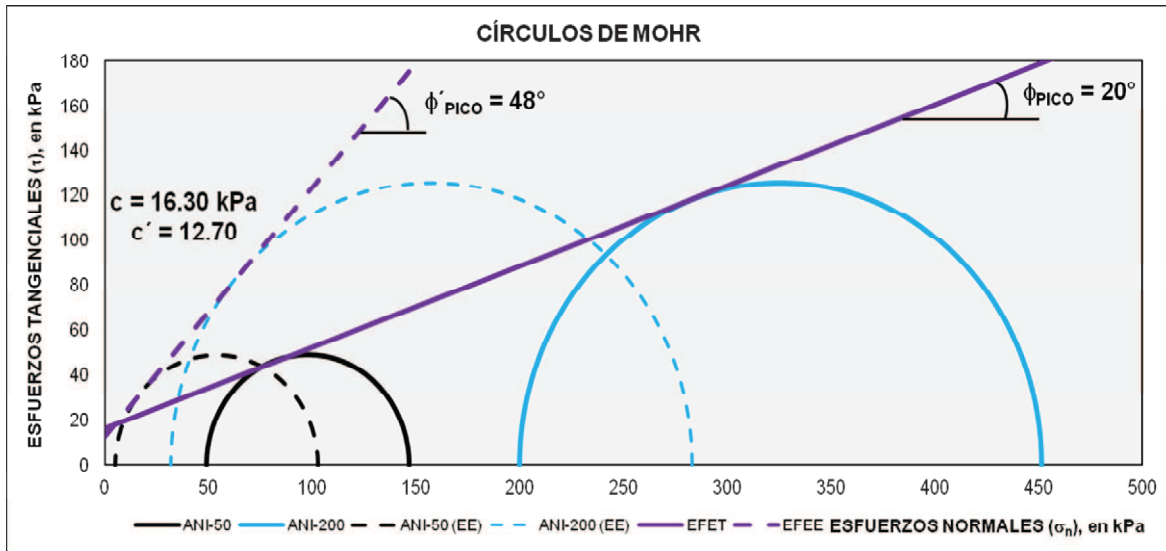


Figura E3.- Círculos de Mohr y envolvente de falla para esfuerzos totales (línea continua) y efectivos (línea punteada) correspondientes a los especímenes naturales y remoldeados.

En la tabla E10 se presentan los parámetros necesarios para dibujar los círculos de Mohr de la figura E4 en función de esfuerzos totales y efectivos para

los especímenes naturales y remoldeados, correspondientes a la condición cuyo comportamiento se vuelve casi constante después del pico, en la turba Adria.

TABLA E10.- Parámetros Obtenidos para Dibujar los Círculos de Mohr						
Prueba No.	q (kPa)	ε_q (%)	σ_{1f} (kPa)	σ_{3f} (kPa)	σ'_{1f} (kPa)	σ'_{3f} (kPa)
ANI50	55.714	15.407	104.71	49.00	70.43	14.71
ARI50	60.143	10.856	109.14	49.00	80.57	20.43
ANI200	217.410	17.950	417.41	200.00	263.89	46.48
ARI200	232.019	11.883	427.02	195.00	312.62	80.60

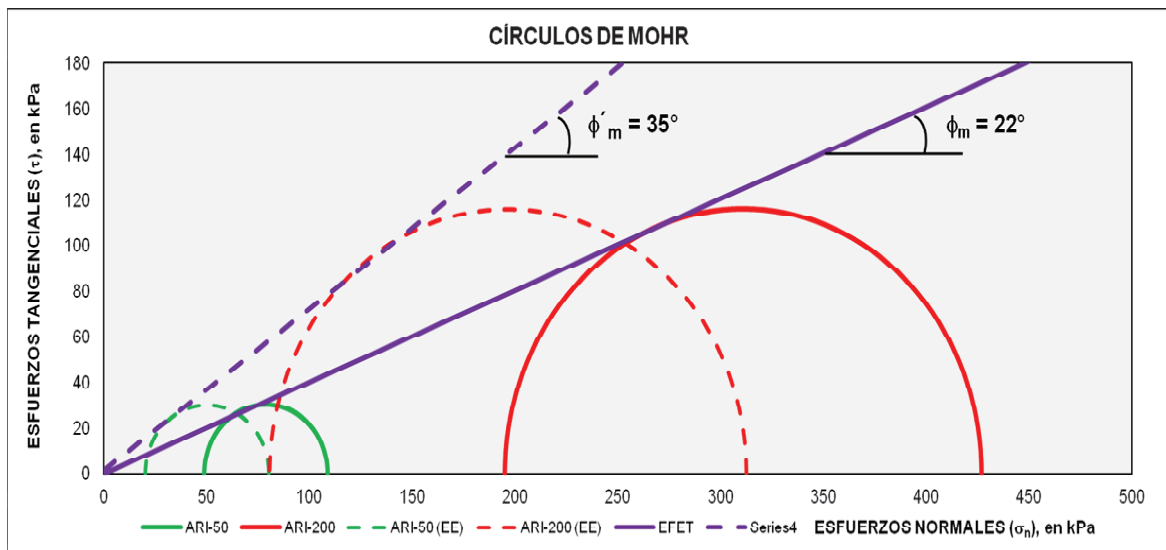
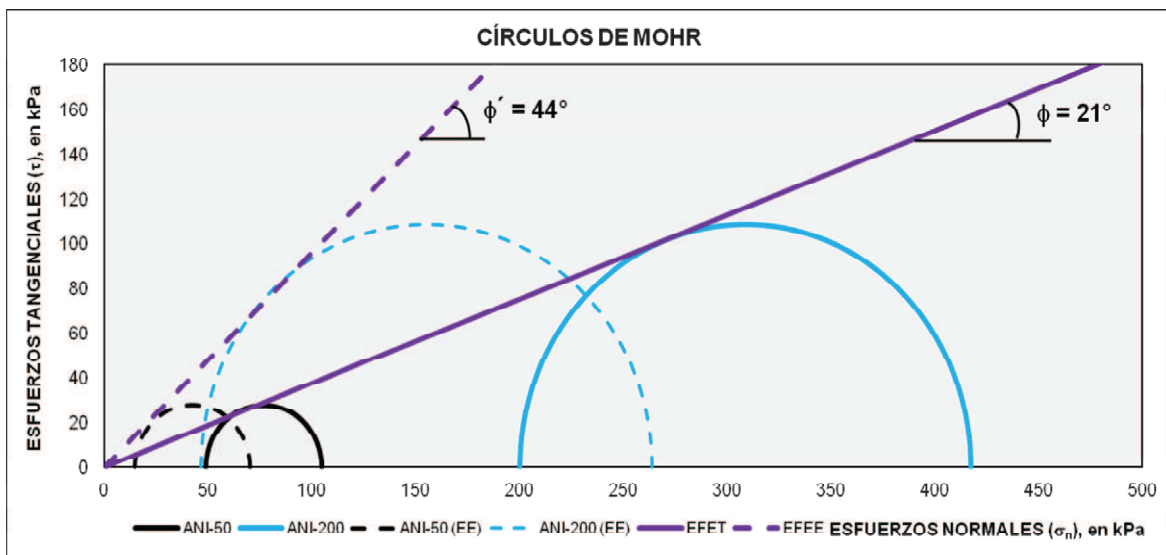


Figura E4.- Círculos de Mohr y envolvente de falla para esfuerzos totales (línea continua) y efectivos (línea punteada) correspondientes a los especímenes naturales y remoldeados.

En la tabla E11 se presentan los parámetros necesarios para dibujar los círculos de Mohr de la figura E5 en función de esfuerzos totales y efectivos para los especímenes naturales y remoldeados, de la turba Correzzola.

TABLA E11.- Parámetros Obtenidos para Dibujar los Círculos de Mohr						
Prueba No.	q (kPa)	ε_q (%)	σ_{1f} (kPa)	σ_{3f} (kPa)	σ'_{1f} (kPa)	σ'_{3f} (kPa)
CNI50	52.038	11.245	102.04	50.00	60.96	8.92
CRI50	26.877	11.286	76.88	50.00	46.63	19.75
CNI100	125.585	11.704	225.58	100.00	146.36	20.77
CRI100	73.462	12.567	173.46	100.00	121.46	48.00

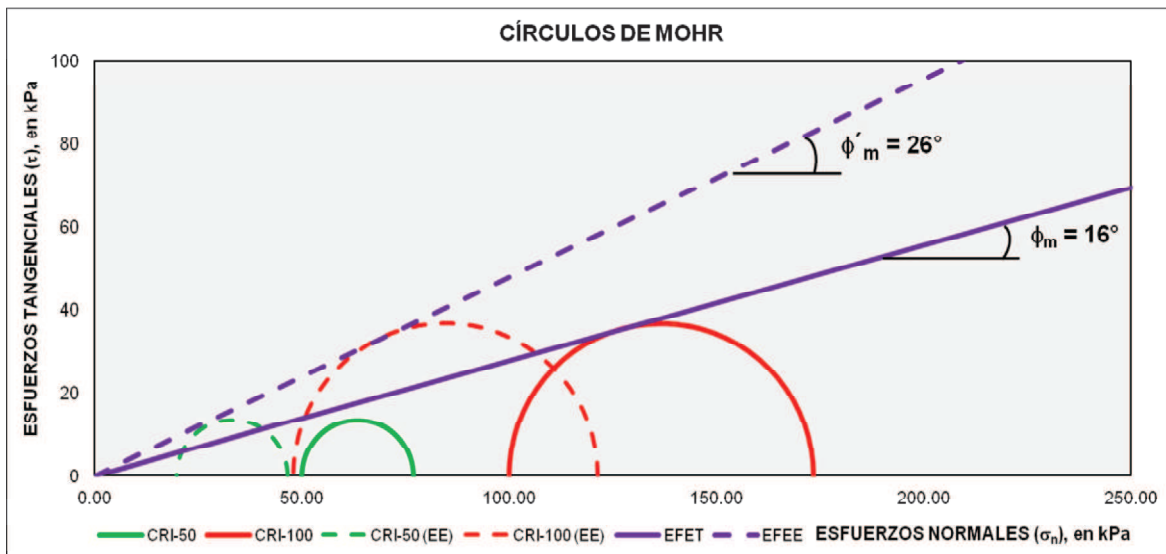
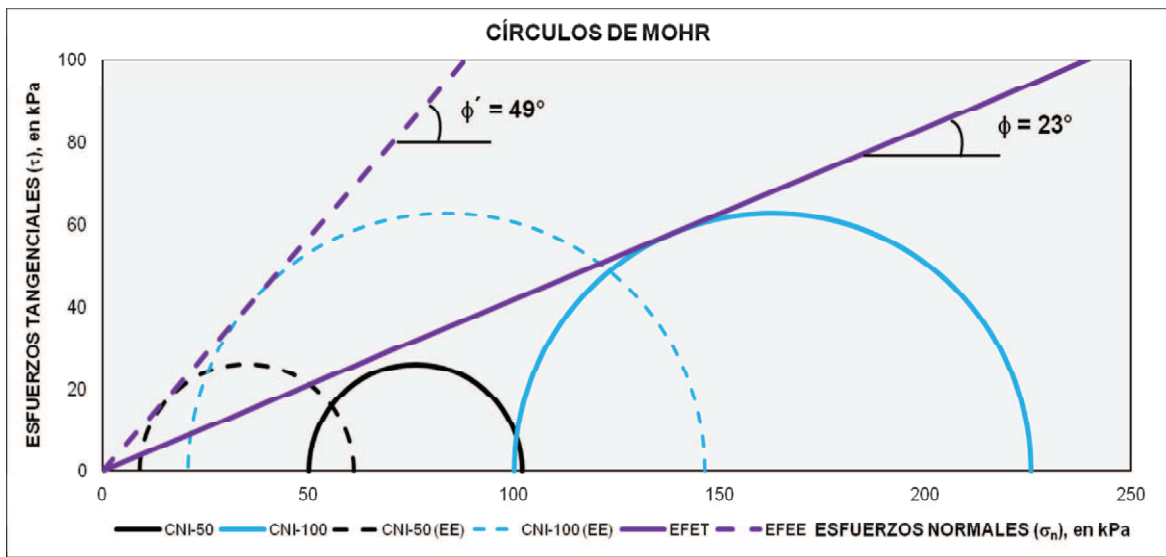


Figura E5.- Círculos de Mohr y envolvente de falla para esfuerzos totales (línea continua) y efectivos (línea punteada) correspondientes a los especímenes naturales y remoldeados.

En la tabla E12 se presenta un resumen de los parámetros obtenidos con los círculos de Mohr de las figuras anteriores.

TABLA E12 Resumen de los parámetros obtenidos de los círculos de Mohr

Parámetro	Adria	Adria	Correzzola	Correzzola
	Natural	Remoldeada	Natural	Remoldeada
c (kPa)	16.3* 0.0	0.0	0.0	0.0
c' (kPa)	12.7* 0.0	0.0	0.0	0.0
ϕ (°)	20.0* 21.0	--	23.0	--
ϕ' (°)	48.0* 44.0	--	49.0	--
ϕ_m (°)	--	22.0* 22.0	--	16.0
ϕ'_m (°)	--	36.0* 35.0	--	26.0

*Condición pico.

Comparando los ángulos de fricción efectivos de las dos turbas, observamos que los ángulos obtenidos en los especímenes naturales (inalterados) son muy similares en magnitud. Sin embargo el efecto del reforzamiento proporcionado por las fibras no es el mismo, puesto que es mayor en el caso de la turba de Correzzola, la cual exhibe un menor ángulo de fricción efectivo en los especímenes remoldeados. Esto es consistente con la naturaleza de la materia orgánica presente en la turba de Correzzola, la cual está formada por hojas largas y delgadas y palos, probablemente los residuos de los juncos pantanosos con un buen grado de preservación. Por el contrario la turba Adria contiene predominante fibras orgánicas cortas, altamente descompuestas con piezas muy pequeñas de raíces y madera.

Paso 4.- Se traza la trayectoria de esfuerzos efectivos en el diagrama $p' - q$.

En las figuras E6 y E7 se presentan la trayectoria de esfuerzos efectivos en el diagrama $p' - q$ para la turbas Adria y Correzzola, respectivamente.

- **Turba Adria**

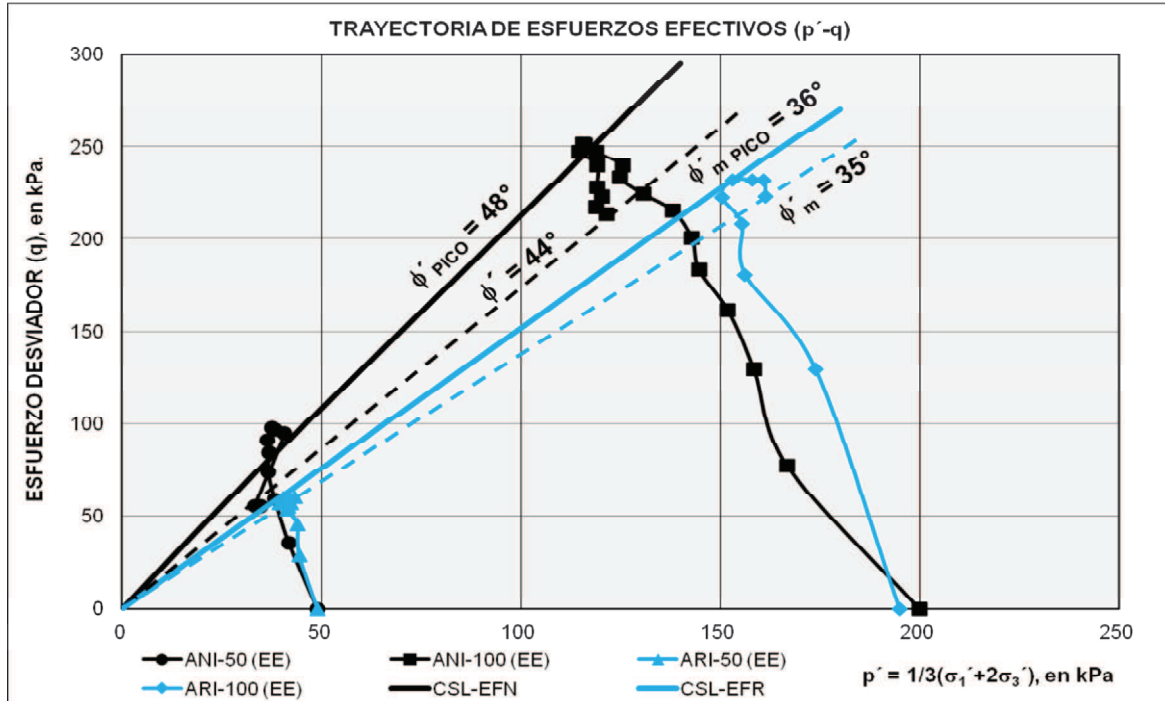


Figura E6.- Trayectoria de esfuerzos efectivos ($p' - q$). CSL: línea del estado crítico para especímenes naturales (línea continua) y para especímenes remoldeados (línea punteada).

• **Turba Correzzola**

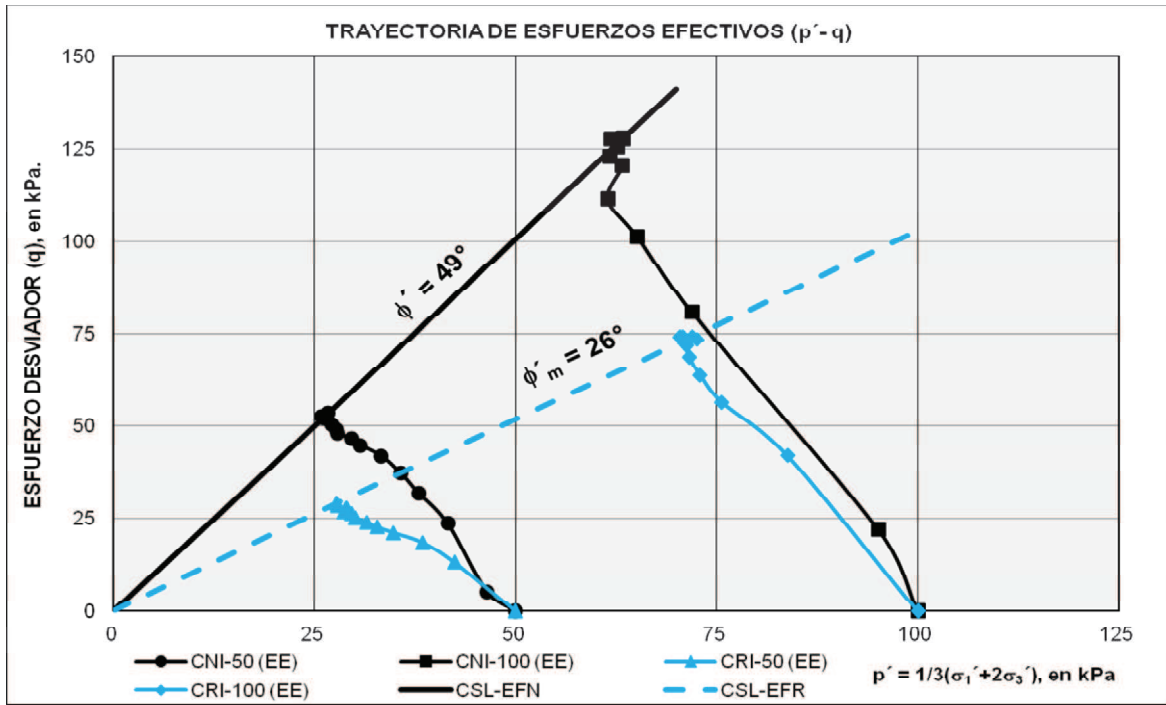


Figura E7.- Trayectoria de esfuerzos efectivos ($p' - q$). CSL: línea del estado crítico para especímenes naturales (línea continua) y para especímenes remoldeados (línea punteada).

Paso 5.- Después de conocer el ángulo de fricción efectivo de la matriz (ϕ'_m), se procede a determinar la magnitud del esfuerzo horizontal proporcionado por las fibras (σ_R) de acuerdo con la siguiente expresión matemática:

$$\sigma_R = \left| \sigma'_{3f} - \sigma'_{3m} \right| \quad (D.1)$$

donde:

σ_R = Esfuerzo horizontal proporcionado por las fibras,

σ'_{3f} = Esfuerzo de falla principal menor correspondiente al círculo de Mohr para los especímenes naturales, y

σ'_{3m} = Esfuerzo principal menor correspondiente al círculo de Mohr para los especímenes remoldeados.

En la tabla E13 se presentan los valores de σ_R . Las filas sombreadas corresponden a los valores obtenidos de las tablas E9 y E10, mientras que las filas restantes corresponden a datos obtenidos de pruebas triaxiales que son proporcionados de manera directa.

TABLA E13.- Valores de σ_R obtenidos de varias pruebas triaxiales							
Adria				Correzzola			
σ'_{1f} (kPa)	σ'_{3f} (kPa)	σ'_{3m} (kPa)	σ_R (kPa)	σ'_{1f} (kPa)	σ'_{3f} (kPa)	σ'_{3m} (kPa)	σ_R (kPa)
90.60	--	--	26.84	27.20	--	--	9.50
97.40	--	--	26.84	34.10	--	--	6.58
102.71	5.00	20.43	15.43	45.90	--	--	17.50
121.20	--	--	31.32	60.96	8.92	19.75	10.83
128.00	--	--	21.05	110.00	--	--	30.00
283.20	31.87	80.60	48.73	146.36	20.77	48.00	27.23

Paso 6.- Se obtiene la figura E8, al graficar las columnas σ_R vs σ'_{1f} .

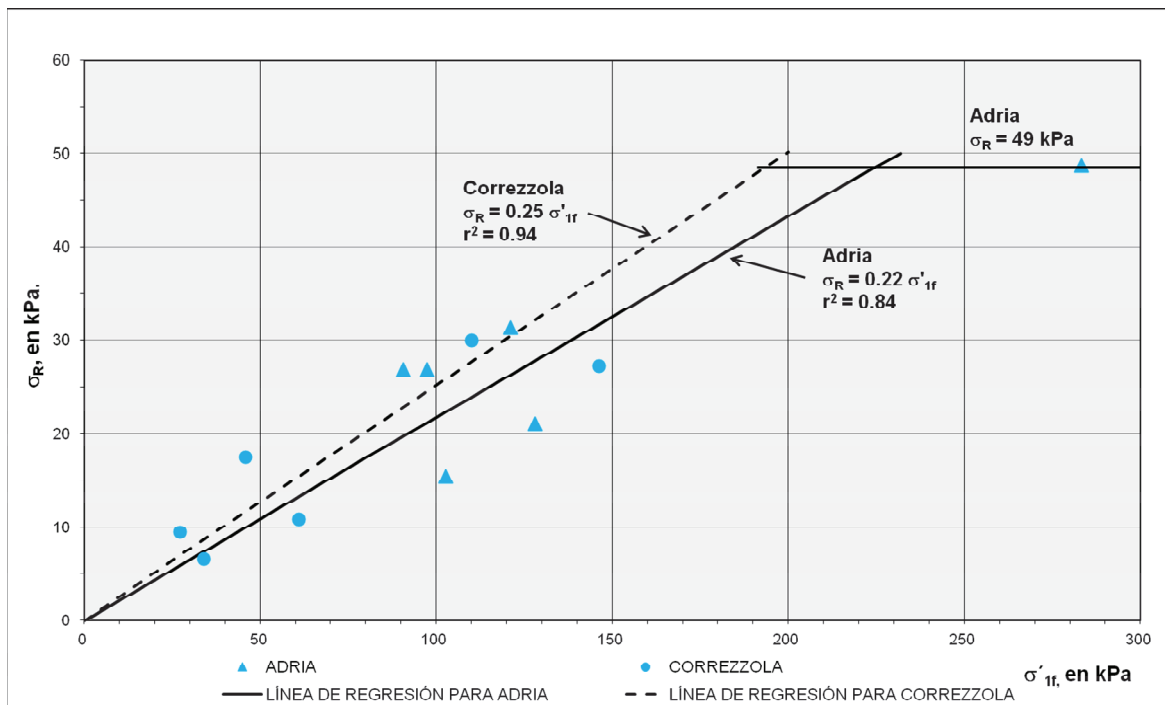
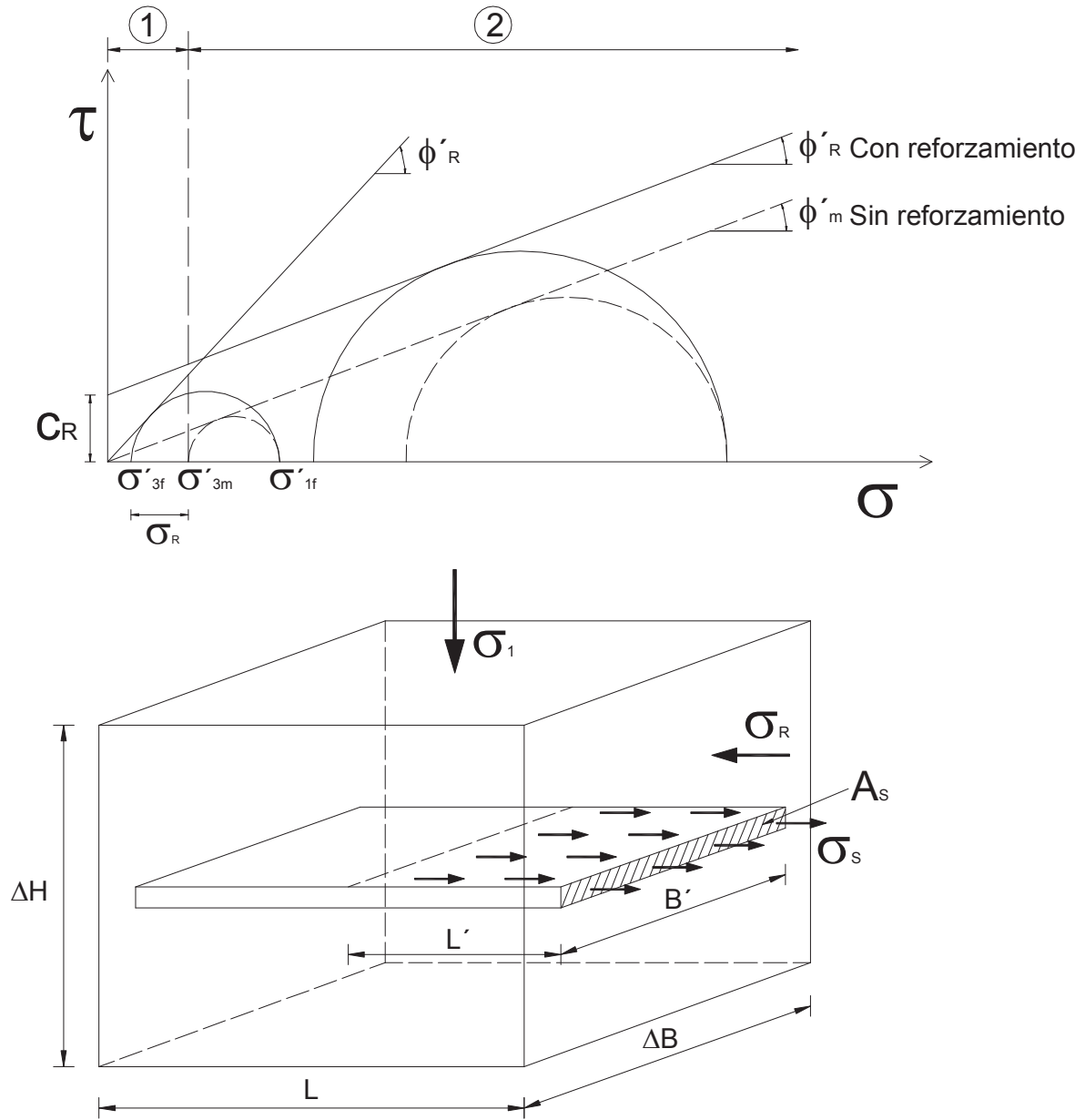


Figura E8.- Mecanismos de falla de las turbinas Adria y Correzzola obtenidos a través de los datos graficados de la tabla E13, σ_R VS σ'_{1f} .

En los datos de la turba Adria se pueden apreciar claramente los dos mecanismos de falla del modelo mencionados en el capítulo V. El primer mecanismo se debe al *deslizamiento del suelo-reforzamiento* en el cual la contribución a la resistencia es proporcional al esfuerzo contenido, es decir la línea recta inclinada obtenida mediante la regresión lineal representa este mecanismo ($\sigma'_R = 0.22 \sigma'_{1f}$), mientras que el segundo mecanismo corresponde a la *ruptura del reforzamiento* en el cual la contribución a la resistencia es constante debido a que la resistencia a la tensión de las fibras es independiente del esfuerzo que contengan, es decir la línea recta horizontal representa este mecanismo ($\sigma'_R = 49 \text{ kPa}$). Además se puede concluir de los datos de la turba Adria que el primer mecanismo de falla solo estará presente para esfuerzos de falla $\sigma'_{1f} \leq 225 \text{ kPa}$.

En el caso de la turba Correzzola no se pudieron alcanzar los dos mecanismos de falla, sino solo el primero, el cual corresponde al *deslizamiento del suelo-reforzamiento* ($\sigma'_R = 0.25 \sigma'_{1f}$).

Paso 7.- Para poder determinar analíticamente los parámetros correspondientes para cada mecanismo de falla, como son el ángulo de fricción (ϕ'_R) y la cohesión correspondiente a la contribución de las fibras (c_R), es necesario deducir sus expresiones a partir del esquema del mecanismo de falla típico en suelos reforzados presentado en la figura E9.



- ① Deslizamiento del reforzamiento: $\tau_s \times L' \times B' < \sigma_s \times A_s$
- ② Ruptura del reforzamiento: $\tau_s \times L' \times B' \geq \sigma_s \times A_s$

Figura E9.- Mecanismo de falla típico en suelos reforzados (adaptado de Hausmann, 1990)

En la figura E10 se presenta el diagrama simplificado a partir del cual se puede obtener el ángulo de fricción efectivo (ϕ'_R) correspondiente al primer mecanismo de falla debido al *deslizamiento suelo-reforzamiento*.

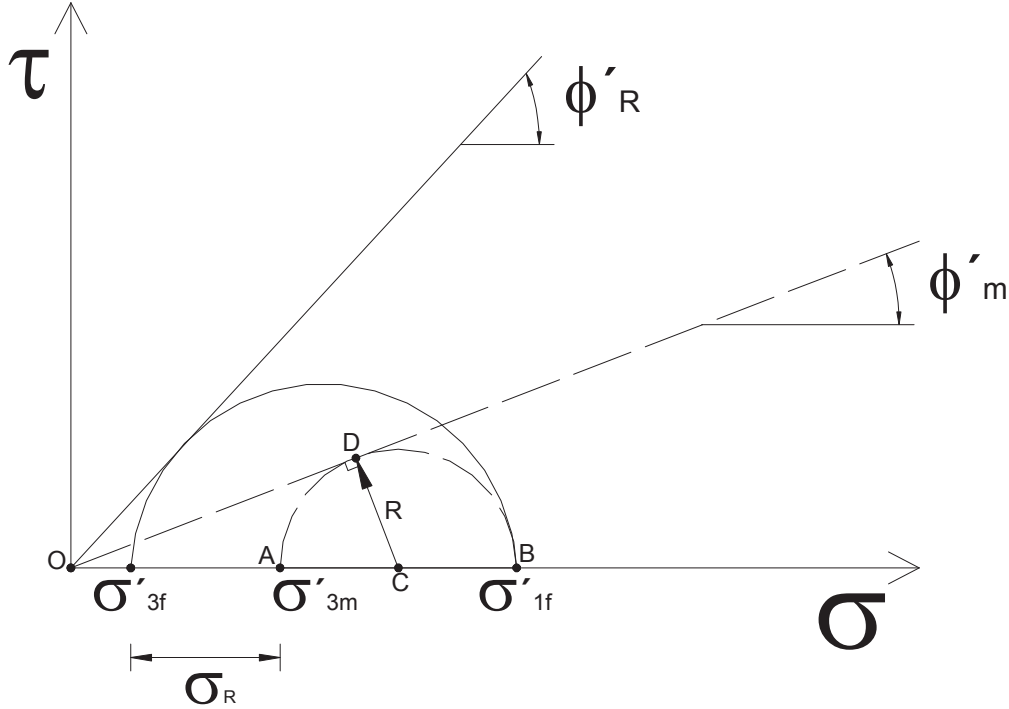


Figura E10.- Diagrama simplificado para determinar el primer mecanismo de falla debido al *deslizamiento suelo-reforzamiento*.

De la figura E10 se obtiene la siguiente relación entre los esfuerzos principales para el círculo de menor diámetro, correspondiente al ángulo de fricción efectivo de la matriz (ϕ'_m):

$$\frac{\sigma'_{1f}}{\sigma'_{3m}} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}} \quad (D.2)$$

$$\text{Como } CA = CB = CD = R \quad (D.3)$$

$$\frac{\sigma'_{1f}}{\sigma'_{3m}} = \frac{\overline{OC} + R}{\overline{OC} - R} = \frac{1 + \frac{R}{\overline{OC}}}{1 - \frac{R}{\overline{OC}}} \quad (D.4)$$

$$\text{como } \operatorname{sen}\phi'_m = \frac{R}{OC} \quad (D.5)$$

$$\frac{\sigma'_{1f}}{\sigma'_{3m}} = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi'_m}{1 - \operatorname{sen}\phi'_m} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_m}{2}\right) \quad (D.6)$$

$$k_a = \frac{\sigma'_{3m}}{\sigma'_{1f}} = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi'_m}{1 + \operatorname{sen}\phi'_m} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_m}{2}\right) \quad (D.7)$$

$$\text{Como } \sigma'_{3m} = \sigma'_{3f} + \sigma_R \quad (D.8)$$

$$\therefore k_a = \frac{\sigma'_{3f} + \sigma_R}{\sigma'_{1f}} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_m}{2}\right) \quad (D.9)$$

Partiendo de la misma relación entre los esfuerzos principales para el círculo de mayor diámetro correspondiente al ángulo de fricción efectivo (ϕ'_R) correspondiente al mecanismo de falla debido al *deslizamiento suelo-reforzamiento*:

$$\frac{\sigma'_{3f}}{\sigma'_{1f}} = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi'_R}{1 + \operatorname{sen}\phi'_R} \quad (D.10)$$

$$\text{Como } \sigma'_{3f} = k_a \sigma'_{1f} - \sigma_R \quad (D.11)$$

$$\frac{k_a \sigma'_{1f} - \sigma_R}{\sigma'_{1f}} = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi'_R}{1 + \operatorname{sen}\phi'_R} \quad (D.12)$$

$$k_a \sigma'_{1f} - \sigma_R (1 + \operatorname{sen}\phi'_R) = \sigma'_{1f} (1 - \operatorname{sen}\phi'_R) \quad (D.13)$$

$$k_a \sigma'_{1f} + k_a \sigma'_{1f} \operatorname{sen}\phi'_R - \sigma_R - \sigma_R \operatorname{sen}\phi'_R = \sigma'_{1f} - \sigma'_{1f} \operatorname{sen}\phi'_R \quad (D.14)$$

$$\sigma'_{1f} \text{sen} \phi'_R - \sigma_R \text{sen} \phi'_R + k_a \sigma'_{1f} \text{sen} \phi'_R = \sigma'_{1f} + \sigma_R - k_a \sigma'_{1f} \quad (D.15)$$

$$(\sigma'_{1f} - \sigma_R + k_a \sigma'_{1f}) \text{sen} \phi'_R = \sigma'_{1f} + \sigma_R - k_a \sigma'_{1f} \quad (D.16)$$

$$\text{sen} \phi'_R = \frac{\sigma'_{1f} + \sigma_R - k_a \sigma'_{1f}}{\sigma'_{1f} - \sigma_R + k_a \sigma'_{1f}} \quad (D.17)$$

$$\text{sen} \phi'_R = \frac{\sigma'_{1f} + \sigma_R - k_a \sigma'_{1f} (1/\sigma'_{1f})}{\sigma'_{1f} - \sigma_R + k_a \sigma'_{1f} (1/\sigma'_{1f})} \quad (D.18)$$

$$\text{sen} \phi'_R = \frac{1 + \frac{\sigma_R}{\sigma'_{1f}} - k_a}{1 - \frac{\sigma_R}{\sigma'_{1f}} + k_a} \quad (D.19)$$

$$\text{Si } \frac{\sigma_R}{\sigma'_{1f}} = F \quad (D.20)$$

$$\text{sen} \phi'_R = \frac{1 + F - k_a}{1 - F + k_a} \quad (D.21)$$

$$\therefore \phi'_R = \arcsen \left(\frac{1 + F - k_a}{1 - F + k_a} \right) \quad (D.22)$$

$$\overline{fc} = c_R \operatorname{ctg} \phi'_R + \frac{\sigma'_{3f} + \sigma'_{1f}}{2} \quad (D.28)$$

$$\overline{cd} = R = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} \quad (D.29)$$

$$\text{Como } \operatorname{sen} \phi'_R = \frac{R}{\overline{fc}} \quad (D.30)$$

$$\operatorname{sen} \phi'_R = \frac{\frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2}}{c_R \operatorname{ctg} \phi'_R + \frac{\sigma'_{3f} + \sigma'_{1f}}{2}} \quad (D.31)$$

$$\operatorname{sen} \phi'_R = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2c_R \operatorname{ctg} \phi'_R + \sigma'_{3f} + \sigma'_{1f}} \quad (D.32)$$

$$2c_R \operatorname{ctg} \phi'_R \operatorname{sen} \phi'_R + \sigma'_{3f} \operatorname{sen} \phi'_R + \sigma'_{1f} \operatorname{sen} \phi'_R = \sigma'_{1f} - \sigma'_{3f} \quad (D.33)$$

$$2c_R \left(\frac{\cos \phi'_R}{\operatorname{sen} \phi'_R} \right) \operatorname{sen} \phi'_R + \sigma'_{3f} \operatorname{sen} \phi'_R + \sigma'_{1f} \operatorname{sen} \phi'_R = \sigma'_{1f} - \sigma'_{3f} \quad (D.34)$$

$$2c_R \cos \phi'_R + \sigma'_{3f} \operatorname{sen} \phi'_R + \sigma'_{1f} \operatorname{sen} \phi'_R = \sigma'_{1f} - \sigma'_{3f} \quad (D.35)$$

$$2c_R \cos \phi'_R + \sigma'_{1f} \operatorname{sen} \phi'_R - \sigma'_{1f} = -\sigma'_{3f} - \sigma'_{3f} \operatorname{sen} \phi'_R \quad (D.36)$$

$$\sigma'_{1f} (\operatorname{sen} \phi'_R - 1) = -\sigma'_{3f} (1 + \operatorname{sen} \phi'_R) - 2c_R \cos \phi'_R \quad (D.37)$$

$$\sigma'_{1f} = \frac{-[\sigma'_{3f} (1 + \operatorname{sen} \phi'_R) + 2c_R \cos \phi'_R]}{-(1 - \operatorname{sen} \phi'_R)} \quad (D.38)$$

$$\sigma'_{1f} = \frac{\sigma'_{3f}(1 + \text{sen}\phi'_R) + 2c_R \cos\phi'}{(1 - \text{sen}\phi'_R)} \quad (D.39)$$

$$\sigma'_{1f} = \sigma'_{3f} \frac{(1 + \text{sen}\phi'_R)}{(1 - \text{sen}\phi'_R)} + 2c_R \frac{\cos\phi'}{(1 - \text{sen}\phi'_R)} \quad (D.40)$$

$$\text{Como } \frac{(1 + \text{sen}\phi'_R)}{(1 - \text{sen}\phi'_R)} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_R}{2}\right) \quad (D.41)$$

$$\frac{\cos\phi'_R}{(1 - \text{sen}\phi'_R)} = \tan\left(45 + \frac{\phi'_R}{2}\right) \quad (D.42)$$

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_R}{2}\right) \quad (D.43)$$

$$\frac{1}{k_a} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_R}{2}\right) \quad (D.44)$$

$$\frac{1}{k_a^{1/2}} = \tan\left(45 + \frac{\phi'_R}{2}\right) \quad (D.45)$$

$$\therefore \sigma'_{1f} = \frac{\sigma'_{3f}}{k_a} + \frac{2c_R}{k_a^{1/2}} \quad (D.46)$$

$$\sigma'_{1f} = \frac{\sigma'_{3f} + 2c_R k_a^{1/2}}{k_a} \quad (D.47)$$

$$\sigma'_{1f} k_a = \sigma'_{3f} + 2c_R k_a^{1/2} \quad (D.48)$$

$$\text{Como } k_a = \frac{\sigma'_{3f} + \sigma_R}{\sigma'_{1f}} \quad (D.49)$$

$$\sigma'_{1f} \left(\frac{\sigma'_{3f} + \sigma_R}{\sigma'_{1f}} \right) = \sigma'_{3f} + 2c_R k_a^{1/2} \quad (D.50)$$

$$\sigma'_{3f} + \sigma_R = \sigma'_{3f} + 2c_R k_a^{1/2} \quad (D.51)$$

$$\sigma_R = 2c_R k_a^{1/2} \quad (D.52)$$

$$\therefore c_R = \frac{\sigma_R}{2k_a^{1/2}} \quad (D.53)$$

Paso 8.- Se determinan los parámetros de la resistencia cortante para cada mecanismo de falla, como son el ángulo de fricción (ϕ'_R) y la cohesión correspondiente a la contribución de las fibras (c_R), a partir de los datos obtenidos de las figuras E6, E7 y E8, así como de las expresiones matemáticas determinadas en el paso anterior.

- **Turba Adria**

En base a la figura E8 se sabe que para la turba Adria se presentan los dos mecanismos de falla (1.- *deslizamiento suelo-reforzamiento* y 2.- *ruptura del reforzamiento*), por lo que a continuación se presenta el cálculo de los parámetros para cada mecanismo.

Las expresiones obtenidas en el paso 7 que se utilizan para determinar los parámetros del primer mecanismo de falla son las siguientes:

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_m}{2} \right) \quad (D.9)$$

$$\therefore \phi'_R = \arcsen \left(\frac{1 + F - k_a}{1 - F + k_a} \right) \quad (D.22)$$

Las expresiones obtenidas en el paso 7 que se utilizan para determinar los parámetros del segundo mecanismo de falla son las siguientes:

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_m}{2} \right) \quad (D.9)$$

$$\phi'_R = \phi'_m \quad (D.23)$$

$$\therefore c_R = \frac{\sigma_R}{2k_a^{1/2}} \quad (D.53)$$

donde:

$\phi'_m = 35^\circ$ (ángulo de fricción de la matriz, obtenido de la figura E6).

$F = 0.22$ (pendiente de la línea de regresión lineal para los datos de la turba Adria, obtenido de la figura E8).

$\sigma_R = 49 \text{ kPa}$ (esfuerzo horizontal proporcionado por las fibras, obtenido de la figura E8).

$\sigma'_{1f} = 225 \text{ kPa}$ (esfuerzo principal mayor, el cual indica el cambio de mecanismo de falla, obtenido de la figura E8).

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = 0.27 \quad (D.54)$$

$$\phi'_R = \arcsen\left(\frac{1 + 0.22 - 0.27}{1 - 0.22 + 0.27}\right) = 65^\circ \quad (D.55)$$

$$c_R = \frac{49 \text{ kPa}}{2\sqrt{0.27}} = 47.2 \text{ kPa} \quad (D.56)$$

Por lo tanto los parámetros de la resistencia cortante para el primer y segundo mecanismo de falla, respectivamente son:

$$\therefore \phi'_R = 65^\circ \quad ; \quad c_R = 0 \quad \text{para } \sigma'_{1f} \leq 225 \text{ kPa}$$

$$\therefore \phi'_R = 35^\circ \quad ; \quad c_R = 47.2 \text{ kPa} \quad \text{para } \sigma'_{1f} > 225 \text{ kPa}$$

- **Turba Correzzola**

En base a la figura E8 se sabe que para la turba Correzzola únicamente se presenta el primer mecanismo de falla (1.- *deslizamiento suelo-reforzamiento*), por lo que a continuación se presenta el cálculo de los parámetros para este mecanismo.

Las expresiones obtenidas en el paso 7 que se utilizan para determinar los parámetros del primer mecanismo de falla son las siguientes:

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_m}{2}\right) \quad (D.9)$$

$$\therefore \phi'_R = \arcsen\left(\frac{1 + F - k_a}{1 - F + k_a}\right) \quad (D.22)$$

donde:

$\phi'_m = 26^\circ$ (ángulo de fricción de la matriz, obtenido de la figura E7).

$F = 0.25$ (pendiente de la línea de regresión lineal para los datos de la turba Correzzola, obtenido de la figura E8).

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{26^\circ}{2}\right) = 0.39 \quad (D.57)$$

$$\phi'_R = \arcsen\left(\frac{1 + 0.25 - 0.39}{1 - 0.25 + 0.39}\right) = 49^\circ \quad (D.58)$$

Por lo tanto los parámetros de la resistencia cortante para el primer mecanismo de falla son:

$$\therefore \phi'_R = 49^\circ \quad ; \quad c_R = 0$$