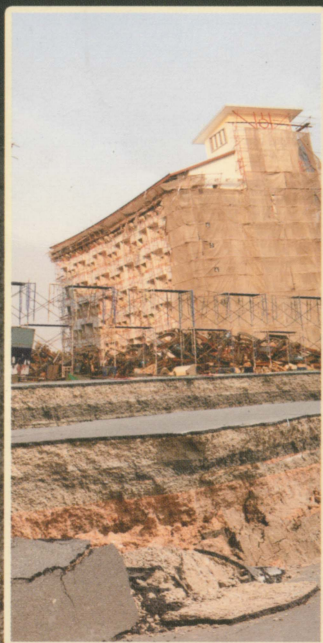


MECÁNICA DE SUELOS

Naturaleza y propiedades

-  Sistema de clasificación
-  Composición, estructura y propiedades hidráulicas
-  Mecánica de suelos del estado crítico



J. Abraham Díaz-Rodríguez

trillas 

A mis amores: Rosario y Diego Ernesto



MECÁNICA DE SUELOS

Naturaleza y propiedades

J. Abraham Díaz-Rodríguez



**EDITORIAL
TRILLAS**

México, Argentina, España,
Colombia, Puerto Rico, Venezuela



Catalogación en la fuente

Díaz Rodríguez, Jorge Abraham
Mecánica de suelos : naturaleza y propiedades. --
México : Trillas, 2014.
264 p. : il. ; 24 cm.
Bibliografía: p. 255
Incluye índices
ISBN 978-607-17-1954-6

1. Mecánica de suelos. I. t.

D- 624.15136'D378m

LC- TA710.A2'D5.5

La presentación y
disposición en conjunto de
MECÁNICA DE SUELOS.
Naturaleza y propiedades
son propiedad del editor.

Ninguna parte de esta obra puede ser
reproducida o transmitida, mediante ningún
sistema o método, electrónico o mecánico
(incluyendo el fotocopiado, la grabación
o cualquier sistema de recuperación y
almacenamiento de información),
sin consentimiento
por escrito del editor

Derechos reservados
© 2014, Editorial Trillas, S. A. de C. V.

División Administrativa,
Av. Río Churubusco 385,
Col. Gral. Pedro María Anaya,
C. P. 03340, México, D. F.
Tel. 56884233,
FAX 56041364
churubusco@trillas.mx

División Logística,
Calzada de la Viga 1132,
C. P. 09439, México, D. F.
Tel. 56330995, FAX 56330870
laviga@trillas.mx

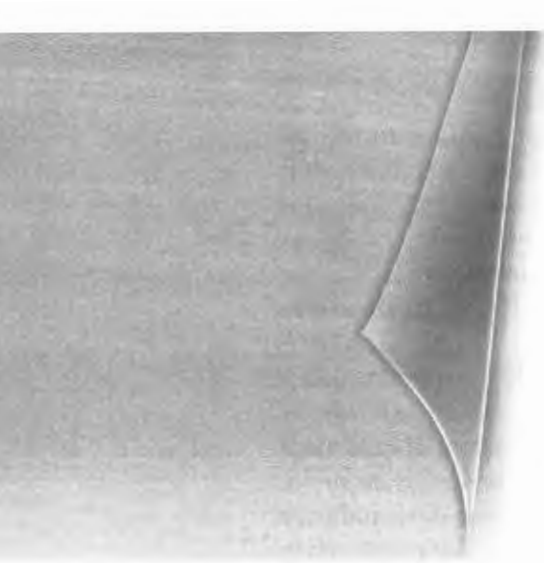
 **Tienda en línea**
www.etrillas.mx

Miembro de la Cámara Nacional de
la Industria Editorial
Reg. núm. 158

Primera edición, julio 2014
ISBN 978-607-17-1954-6

Impreso en México
Printed in Mexico

Esta obra se imprimió
el 18 de julio de 2014,
en los talleres de
Diseños e Impresión AF, S. A. de C. V.
B 90 TW



Prólogo

La mecánica de suelos es una disciplina fundamental para la ingeniería civil. La gran mayoría de las estructuras concebidas por el hombre descansan sobre el terreno en que se ubican; por tanto, el papel del suelo como material de cimentación y construcción ha sido siempre de gran importancia. Debido a la naturaleza variable y compleja del suelo, probablemente desde los tiempos prehistóricos hasta nuestros días, pocos problemas de construcción han requerido especial atención y tanta originalidad como los asociados al suelo.

Este libro es producto de más de cuatro décadas de experiencia del autor en la enseñanza de la mecánica de suelos en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Surgió a partir de notas de clase, y se ha afinado y puesto a prueba en las aulas. Se escribió con un lenguaje claro y conciso, a fin de brindar un apoyo básico y didáctico en la formación de los ingenieros civiles; asimismo, se buscó que este libro fuese una referencia útil para otros cursos y también un medio para promover el autoaprendizaje de estudiantes e ingenieros en la práctica. Esta obra constituye un esfuerzo por llenar un vacío importante en México, ya que desde hace más de 40 años no se cuenta con un texto de mecánica de suelos escrito originalmente en español.

Cada capítulo de este libro contiene material tanto de la mecánica de suelos clásica como de la mecánica de suelos moderna, el cual se dosificó cuidadosamente procurando una armonía entre ambos enfoques, y siempre destacando aquello que se consideró que es lo mejor de cada uno.

El orden de presentación de los diferentes temas permite al alumno seguir el libro secuencialmente de un capítulo a otro. Todos los conceptos se exponen de forma completa en el tema concerniente, y luego se utilizan en capítulos posteriores. Para los lectores que deseen profundizar en los conceptos que sean de su interés, se citan las referencias bibliográficas correspondientes.

En la redacción y edición de la obra se ha puesto especial énfasis en la presentación de los conceptos, por lo que se consideró muy conveniente incluir el

equivalente en inglés de cada término (al citarse por vez primera en el texto), así como una notación bilingüe para apoyar al estudiante en la lectura y comprensión de la bibliografía especializada en dicho idioma. Además, las unidades empleadas son las del Sistema Internacional (SI), aunque ocasionalmente se hace referencia a algunas unidades del sistema CGS. En cuanto a las ilustraciones, éstas se prepararon ex profeso bajo una supervisión central, con el fin de asegurar una ejecución uniforme y clara.

El libro está estructurado en ocho capítulos. El capítulo 1 está dedicado a las propiedades índice y la clasificación de los suelos; proporciona, además, el material introductorio y el lenguaje básico de la mecánica de suelos. El capítulo 2 se refiere a la formación y a las características de los depósitos naturales de suelo, tema indispensable para el ingeniero civil que vaya a construir una obra, toda vez que el conocimiento de dichas características le permitirá anticipar condiciones desfavorables. El capítulo 3 trata sobre la composición de los suelos, información que resulta fundamental para el entendimiento del comportamiento de los suelos. El capítulo 4 explica el concepto de estructura de los suelos, e introduce la geometría fractal para caracterizar un comportamiento caótico de una manera racional, en tanto que el capítulo 5 está dedicado a las propiedades hidráulicas. El agua es un factor dominante en muchos problemas de la ingeniería geotécnica; es más, el agua es la causante de la existencia de la mecánica de suelos. El capítulo 6 está dedicado a la consolidación y compresibilidad de los suelos, al comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo. Se presentan los conceptos de esfuerzo de fluencia y de curva de fluencia de los suelos, y se explica el fenómeno de creep. El capítulo 7 aborda el tema de la resistencia al esfuerzo cortante. Finalmente, el capítulo 8 hace una introducción a la mecánica de suelos del estado crítico, el marco de referencia moderno que unifica las propiedades de deformación y de resistencia al esfuerzo cortante.

El autor reconoce la esmerada colaboración de Guadalupe Salinas Galindo en todas las etapas de elaboración de esta obra. Asimismo, agradece la revisión de estilo preliminar de Guadalupe Fiel Rivera.

JORGE ABRAHAM DÍAZ-RODRÍGUEZ
<jadrdiaz@unam.mx>

Índice contenido

Prólogo
Notación

5
11

CAPÍTULO

1

Propiedades índice y clasificación de los suelos

15

1.1. Introducción, 17. **1.2.** Relaciones volumétricas y gravimétricas, 19. **1.3.** Relaciones entre propiedades índice, 27. **1.4.** Color de los suelos, 28. **1.5.** Textura, 28. **1.6.** Descripción de una partícula de suelo, 29. **1.7.** Distribución granulométrica, 33. **1.8.** Límites de consistencia, 38. **1.9.** Carta de plasticidad, 46. **1.10.** Sistemas de clasificación de suelos, 48. Referencias bibliográficas, 53.

CAPÍTULO

2

Formación y características de los depósitos naturales de suelo

55

2.1. Introducción, 57. **2.2.** Intemperismo físico, 58. **2.3.** Intemperismo químico, 59. **2.4.** Factores que controlan la formación de suelo, 60. **2.5.** El perfil del suelo, 62. **2.6.** Formación de depósitos naturales de suelos, 63. Referencias bibliográficas, 84.

CAPÍTULO**Composición de los suelos****3****85**

3.1. Introducción, 87. **3.2.** El átomo y su estructura, 89. **3.3.** Enlaces atómicos, 89. **3.4.** Mineralogía, 91. **3.5.** Mineralogía de las arcillas, 92. **3.6.** Determinación de la composición de los suelos, 98. Referencias bibliográficas, 108.

CAPÍTULO**Estructura de los suelos****4****109**

4.1. Introducción, 111. **4.2.** Superficie específica, 112. **4.3.** Capacidad de intercambio catiónico, 114. **4.4.** Antecedentes del estudio de la estructura, 114. **4.5.** Relevancia de la estructura de los suelos, 117. **4.6.** Microestructura de los suelos, 117. Referencias bibliográficas, 124.

CAPÍTULO**Propiedades hidráulicas de los suelos****5****125**

5.1. Introducción, 127. **5.2.** Flujo a través de tubos, 128. **5.3.** Flujo a través de un medio poroso, 130. **5.4.** Ley de Darcy, 131. **5.5.** Diagramas de variación de cargas en un suelo, 132. **5.6.** Determinación del coeficiente de permeabilidad, 135. **5.7.** Factores que afectan la permeabilidad, 143. **5.8.** Límites de validez de la ley de Darcy, 144. **5.9.** Permeabilidad de suelos estratificados, 144. **5.10.** Principio de los esfuerzos efectivos, 147. **5.11.** Física de los fluidos, 149. **5.12.** Potenciales del agua, 157. **5.13.** Teoría de la succión, 159. **5.14.** Fenómeno de contracción en suelos, 162. Referencias bibliográficas, 162.

CAPÍTULO**Consolidación y compresibilidad****6****163**

6.1. Introducción, 165. **6.2.** Consolidación, compresibilidad y creep, 167. **6.3.** Modelo reológico de Kelvin, 170. **6.4.** Analogía hidromecánica, 172. **6.5.** El ensayo de consolidación unidimensional, 174. **6.6.** Curvas deformación-tiempo, 178. **6.7.** Curva de compresibilidad, 180. **6.8.** Factores que afectan la curva de compresibilidad,

183. **6.9.** Asentamientos por consolidación, 185. **6.10.** Velocidad de asentamientos, 186. **6.11.** Determinación del C_v , 193. **6.12.** Compresión secundaria, 196. **6.13.** Fluencia en suelos, 200. Referencias bibliográficas, 202.

CAPÍTULO

Resistencia al esfuerzo cortante

205

7

7.1. Introducción, 207. **7.2.** Curvas esfuerzo-deformación, 207. **7.3.** Esfuerzo en un punto, 209. **7.4.** Círculo de Mohr, 210. **7.5.** Criterios de falla para suelos, 213. **7.6.** Teorías de falla para suelos, 214. **7.7.** Medición de la resistencia al esfuerzo cortante, 217. **7.8.** Tipos de ensayo con cámara triaxial, 223. **7.9.** Trayectorias de esfuerzo, 230. **7.10.** Efecto de la velocidad de deformación, 234. **7.11.** Resistencia no drenada y sus relaciones, 238. Referencias bibliográficas, 238.

CAPÍTULO

Mecánica de suelos del estado crítico

241

8

8.1. Introducción, 243. **8.2.** Trayectoria de esfuerzos Cambridge, 244. **8.3.** Mecánica de suelos del estado crítico, 245. **8.4.** Fluencia, 254. Referencias bibliográficas, 255.

Índice onomástico

257

Índice analítico

259

Notación

<i>Símbolo</i>	<i>Concepto/unidad</i>	<i>Equivalencia en inglés</i>
A	Actividad	Activity
A	Área	Area
A	Masa atómica	Atomic mass number
a_v	Coeficiente de compresibilidad	Coefficient of compressibility
C_c	Índice de compresión	Compression index
C_c	Coeficiente de curvatura	Curvature coefficient
C_u	Coeficiente de uniformidad	Uniformity coefficient
C_v	Coeficiente de consolidación	Coefficient of consolidation
D	Diámetro del grano	Grain diameter
D_{10}	Diámetro efectivo	Effective size
D_r	Compacidad relativa	Relative density
e	Relación de vacíos	Void ratio
e_{crit}	Relación de vacíos crítica	Critical void ratio
$e_{máx}$	Relación de vacíos máxima	Void ratio in loosest state
$e_{mín}$	Relación de vacíos mínima	Void ratio in densest state
G_s	Densidad de sólidos	Specific gravity of solids
g	Aceleración de la gravedad	Acceleration of gravity

Notación (*Continuación*).

<i>Símbolo</i>	<i>Concepto/unidad</i>	<i>Equivalencia en inglés</i>
h	Carga total	Total head
h_e	Carga de elevación	Elevation head
h_p	Carga de presión	Pressure head
h_v	Carga de velocidad	Velocity head
h_c	Altura capilar	Height of capillary rise
i	Gradiente hidráulico	Hydraulic gradient
I_p	Índice de plasticidad	Plasticity index
I_L	Índice de liquidez	Liquidity index
K_0	Coefficiente de empuje de tierras en reposo	Coefficient of lateral earth pressure at rest
k	Coefficiente de permeabilidad	Coefficient of permeability
L, l	Longitud	Length
LIR	Relación de incremento de esfuerzos	Load increment ratio
M	Pendiente de la línea de estado crítico	Slope of critical state line
m	Succión mátrica	Matric suction
m_v	Coefficiente de variación volumétrica	Coefficient of volumen change
n	Porosidad	Porosity
N	Fuerza normal	Normal force
N_i	Fuerza normal intergranular	Intergranular normal force
q	Gasto	Rate of flow
OCR	Relación de preconsolidación	Overconsolidation ratio
p	Presión	Pressure
Q	Gasto	Rate of flow
q_u	Resistencia a la compresión no confinada	Unconfined compressive strength
R	Constante universal de los gases	Gas constant

s	Área de contacto entre partículas	Contact area between particles
S	Grado de saturación	Degree of saturation
t	Tiempo	Time
T	Temperatura absoluta	Absolute temperature
T_s	Coeficiente de tensión superficial	Surface tension coefficient
T_v	Factor tiempo	Time factor
U	Grado de consolidación del estrato	Average degree of consolidation
U_p	Grado de consolidación puntual	Degree of consolidation at a point
u	Presión de poro	Pore pressure
V	Volumen	Volume
V_a	Volumen de aire	Volume of air
V_s	Volumen de sólidos	Volume of soil solids
V_v	Volumen de vacíos	Volume of voids
V_w	Volumen de agua	Volume of water
ΔV	Cambio de volumen	Change in volume
v	Velocidad de flujo	Flow velocity
v	Volumen específico	Specific volume
W	Peso del suelo	Weight of wet soil
W_s	Peso de sólidos	Weight of dry soil
W_w	Peso del agua	Weight of water
w	Contenido de agua	Water content
w_s	Límite de contracción	Shrinkage limit
w_L	Límite líquido	Liquid limit
w_P	Límite plástico	Plastic limit
R_e	Número de Reynolds	Reynolds's number
Z	Número atómico de un elemento	Atomic number
γ	Peso unitario	Unit weight
γ'	Peso unitario sumergido	Effective unit weight

Notación (*Continuación*).

Símbolo	Concepto/unidad	Equivalencia en inglés
γ_d	Peso unitario seco	Dry unit weight (o dry density)
γ_m	Peso unitario húmedo	Wet unit weight (o wet density)
γ_w	Peso unitario del agua	Unit weight of water
Δ	Incremento de...	Increment of...
ε	Deformación axial	Axial strain
θ	Ángulo de contacto	Contact angle
λ	Longitud de onda	Wave length
μ	Coeficiente de fricción	Coefficient of friction
ρ	Densidad	Density
Σ	Suma de...	Sum of...
σ	Esfuerzo normal	Normal stress
σ_1	Esfuerzo principal mayor	Major principal stress
σ_3	Esfuerzo principal menor	Minor principal stress
$\sigma_1 - \sigma_3$	Esfuerzo desviador	Deviator stress
σ'_p	Esfuerzo de preconsolidación	Preconsolidation pressure (o stress)
σ'_v	Esfuerzo de fluencia	Shear stress
τ	Esfuerzo cortante	Yielding stress
φ	Ángulo de fricción interna	Angle of internal friction
φ'	Ángulo de fricción interna efectivo	Effective angle of internal friction

Capítulo 1

Propiedades índice y clasificación de los suelos



1.1. INTRODUCCIÓN

La **ingeniería geotécnica** es la rama de la ingeniería civil que trata del estudio y la solución de los problemas relacionados con el comportamiento de suelos y rocas. La **mecánica de suelos** es la rama de la ingeniería geotécnica que estudia las propiedades y el comportamiento de los suelos.

El **suelo** tiene una amplia gama de definiciones. De manera tradicional, se ha definido como suelo a los materiales terrosos orgánicos e inorgánicos que se encuentran en la zona o capa directamente encima de la corteza rocosa de nuestro planeta. Terzaghi y Peck (1967) definieron como suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad.

Desde un acercamiento geológico, suelo es un depósito formado por agentes tales como el agua, el viento o el hielo; es decir, es el producto creado por el intemperismo físico, químico o biológico del material de la corteza terrestre.

Por lo que respecta a este libro, **suelo es un material natural particulado y multifásico**. Es un material particulado porque está constituido por un sistema de partículas que varían en tamaño, desde micras hasta decenas de centímetros. Es multifásico porque puede estar compuesto de una fase sólida, una líquida y una gaseosa.

La fase sólida del suelo puede ser orgánica o inorgánica. Asociado al sistema de partículas existe otro, el sistema de vacíos, que son los espacios entre partículas sólidas. Comúnmente, la fase líquida es agua y la fase gaseosa, aire. Sin embargo, los vacíos pueden estar llenos de otro líquido diferente del agua y con otro gas distinto al aire.

El suelo es un material:

- Natural.
- Heterogéneo.
- Anisotrópico.
- De comportamiento no lineal.
- Con defectos.

El desarrollo de la mecánica de suelos empezó con el uso de métodos empíricos, lo cual ha ayudado a resolver múltiples problemas. Ahora bien, el propósito de la mecánica de suelos moderna, apoyado en la investigación, es sustentar sobre bases científicas y tecnológicas los conocimientos empíricos y desarrollar nuevo conocimiento.

Puesto que la gran mayoría de las obras y estructuras descansan sobre el terreno, el papel del suelo como material de cimentación y de construcción ha sido siempre de gran importancia.

Debido a la naturaleza variable y compleja del suelo, probablemente desde los tiempos prehistóricos hasta nuestros días, pocos problemas de construcción han requerido especial atención y tanta originalidad como los asociados al suelo. Al respecto, Terzaghi y Peck (1967) consideran que "... en ingeniería de cimentaciones y mecánica de suelos, más que en cualquier otra rama de la ingeniería civil, es necesaria la experiencia para actuar con éxito".

Para resolver problemas de ingeniería civil, relacionados con un material tan variable y complejo como es el suelo, se requiere introducir un número de características físicas y químicas, así como los métodos de ensayo que reflejen tales características y el comportamiento de dicho material.

Las propiedades físicas del suelo, desde el enfoque de la mecánica de suelos, se pueden clasificar en tres grupos:

1. Propiedades índice.
2. Propiedades hidráulicas.
3. Propiedades mecánicas.

Las propiedades índice son todas aquéllas utilizables para identificar o clasificar un suelo cualitativamente:

- Relación de vacíos (e).
- Peso unitario (γ_m).
- Contenido de agua (w).
- Grado de saturación (S).
- Distribución granulométrica.
- Consistencia.
- Compacidad relativa.
- Otras.

Las propiedades índice se determinan en forma simple, rápida y económica; no se requiere de instalaciones costosas, y con pocas excepciones, se determinan en muestras alteradas. Estas propiedades sirven para encuadrar a los suelos dentro de grupos en que las propiedades hidráulicas o mecánicas son burdamente similares.

Las propiedades hidráulicas y mecánicas son aquéllas utilizables de manera directa en el análisis y diseño en ingeniería:

- Permeabilidad.
- Compresibilidad.
- Resistencia al esfuerzo cortante.

La medición de estas propiedades requiere operaciones muy cuidadosas y equipo especial; para que tal medición tenga utilidad práctica, debe realizarse en muestras inalteradas, o bien, directamente en el sitio.

1.2. RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS

En general, un suelo se compone de un sistema de partículas sólidas y otro sistema de huecos o vacíos. Las partículas sólidas están formadas por diferentes minerales y materia orgánica, mientras que el sistema de vacíos puede estar ocupado parcial o totalmente por aire, agua, materia orgánica, y otros gases o líquidos.

La **materia orgánica** está formada por los residuos de plantas, animales y microorganismos, y la respiración de estos últimos produce dióxido de carbono (CO_2). Aunque el porcentaje de la materia orgánica contenida en el suelo es, en general, bajo ($< 6\%$), su influencia en el comportamiento del suelo es importante, ya que puede proporcionar cementación entre partículas minerales e incrementar la capacidad de retención del agua (aumento del contenido de agua).

La figura 1.1 muestra una fotografía obtenida con microscopio óptico de una lámina delgada de un espécimen formado con arena Ottawa C-109. Se puede apreciar que, asociado al sistema de partículas, existe otro, el sistema de vacíos, constituido por los espacios entre partículas sólidas.

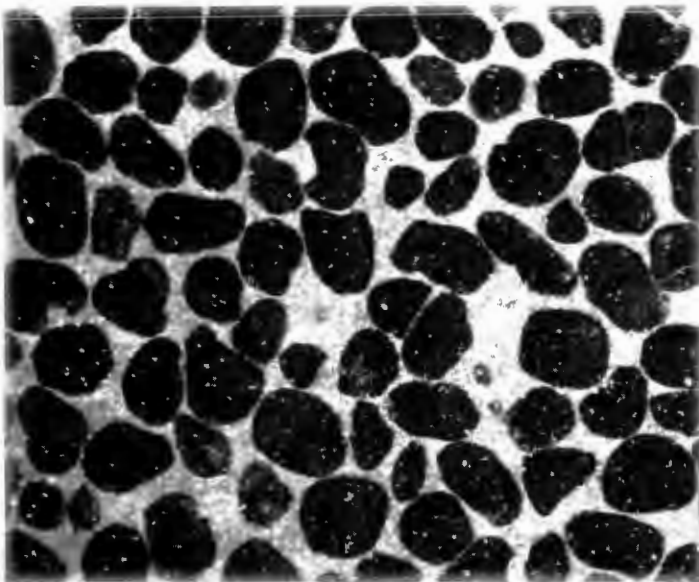


Figura 1.1. Fotomicrografía de una lámina delgada de un espécimen de arena Ottawa C-109.

La figura 1.2 presenta un esquema idealizado de lo anterior; en este caso, el espacio de vacíos está formado por un espacio lleno de aire y por otro saturado de agua. La figura 1.3 es una representación esquemática de las tres fases.

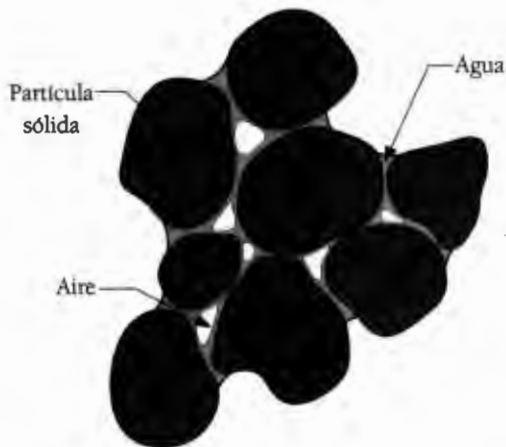


Figura 1.2. Esquema idealizado de una muestra de suelo.

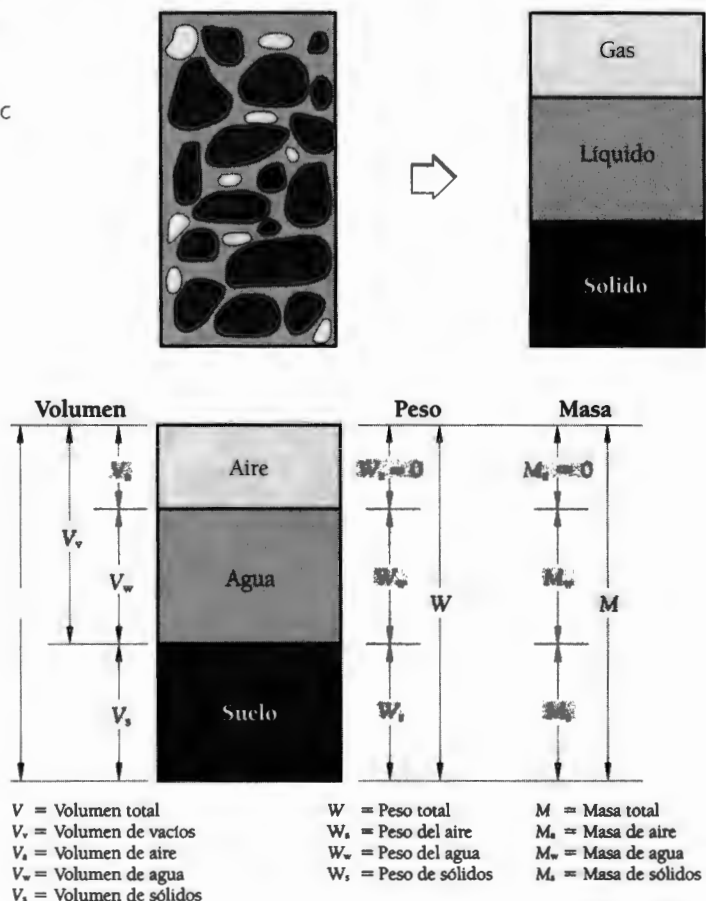


Figura 1.3. Relaciones entre fases de una muestra de suelo.

Por tanto, el volumen total de una muestra de suelo (V) está constituido por el volumen de sólidos (V_s) y por el volumen de vacíos (V_v). A su vez, el volumen de vacíos está conformado por el volumen de agua (V_w) y el volumen de aire (V_a). Lo anterior se expresa como:

$$V = V_v + V_s = V_a + V_w + V_s \therefore V_v = V_a + V_w \quad (1.1)$$

Las relaciones entre volúmenes usadas frecuentemente en mecánica de suelos son la porosidad (*porosity*), la relación de vacíos (*void ratio*) y el grado de saturación (*degree of saturation*), las cuales se definen a continuación.

La **porosidad** (n) es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total. Se expresa como un porcentaje y puede variar de 0 % (sólo fase sólida) a 100 % (espacio vacío).

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100 \% \quad (1.2)$$

La **relación de vacíos** (e) es la que se establece entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos. Puede variar teóricamente de 0 a ∞ .

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.3)$$

El **volumen específico** (v) se representa con la expresión $v = 1 + e$.

El **grado de saturación** (S) es la relación entre el volumen del agua y el volumen de vacíos. Se expresa como un porcentaje. Esta relación puede variar entre 0 % (suelo seco) y 100 % (suelo totalmente saturado).

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \% \quad (1.4)$$

El **contenido de agua** (w) de una muestra de suelo se define como la relación entre el peso del agua y el peso de la materia sólida. Se expresa como un porcentaje. Esta relación puede variar teóricamente de 0 a ∞ .

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \% \quad (1.5)$$

Es conveniente mencionar aquí, que existe otra definición relacionada con el contenido de agua de una muestra de suelo, denominado **contenido de agua volumétrico** (θ), el cual se define como la relación entre el volumen del agua y el volumen total:

$$\theta = \frac{V_w}{V} \times 100 \% \quad (1.6)$$

Comentario

El concepto idealizado del contenido de agua (w) supone que las partículas sólidas y el agua son dos partes definidas. Sin embargo, la situación real es mucho más compleja, debido a que el agua puede existir en varias formas, y a que las partículas minerales pueden contener agua estructural. La definición convencional aceptada para obtener el contenido de agua es: colocar la muestra de suelo en un horno a 105 grados ($^{\circ}\text{C}$) Celsius durante 24 horas. El peso obtenido después de esta operación será el peso de sólidos. ■

La densidad de masa o **densidad** (ρ) se define en física como la masa por unidad de volumen (M/V). Sus unidades en el Sistema Internacional de unidades (SI) son kilogramos por metro cúbico (kg/m^3) o gramos por centímetro cúbico (g/cm^3). La tabla 1.1 presenta la densidad de varios materiales.

Tabla 1.1. Densidad de masa de varios materiales

Material	Densidad (kg/m^3)	Material	Densidad (kg/m^3)
Acero	7600-8900	Cuarzo	2650
Agua dulce	1000	Gasolina	680
Agua de mar	1020	Glicerina	1260
Alcohol	790	Hidrógeno	0.090
Aluminio	2600-2800	Hielo	920
Cobre	8400-8600	Mercurio	13 600
Concreto	2300	Oro	19 300
Corcho	250	Vidrio	2400-2800

La densidad del agua (ρ) es $1 \text{ g}/\text{cm}^3$ a 4°C . El oro, con densidad de $19.3 \text{ g}/\text{cm}^3$, tiene en consecuencia 19.3 veces más masa que un volumen igual de agua. Por tanto, una propiedad relacionada con la densidad es la **densidad de sólidos** (G_s).

La densidad de sólidos (*specific gravity*) se define como la relación de la densidad de un material entre la densidad del agua a 4°C . Alternativamente, se puede entender como la relación entre el peso unitario de sólidos y el peso unitario del agua.

$$G_s = \frac{P_s}{p_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s/V_s}{\gamma_w} \quad (1.7)$$

Las tablas 1.2 y 1.3 listan valores útiles de esta propiedad.

Tabla 1.2. Densidad de sólidos de minerales (Lambe y Whitman, 1979).

<i>Mineral</i>	<i>Densidad de sólidos</i>
Cuarzo	2.65
Feldespato-K	2.54-2.57
Feldespato-Na-Ca	2.62-2.76
Calcita	2.73
Dolomita	2.85
Moscovita	2.7-3.2
Biotita	2.8-3.2
Clorita	2.6-2.9
Pirofilita	2.84
Serpentina	2.2-2.7
Caolinita	2.62-2.66
Haloisita	2.55
Ilita	2.60-2.86
Montmorillonita	2.75-2.78
Atalpulgita	2.3

Tabla 1.3. Valores característicos de densidad de sólidos de varios suelos.

<i>Tipo de suelo</i>	<i>Densidad de sólidos</i>
Grava	2.65
Arena media a gruesa	2.65
Arena fina limosa	2.65
Loess, polvo de roca y limo-arenoso	2.67
Arena arcillosa	2.65
Limo arenoso	2.66
Limo	2.67-2.70
Limo arcilloso	2.68
Arena-limo-arcilla	2.69
Limo arcilla	2.71
Arcilla arenosa	2.7
Arcilla limosa	2.75
Arcilla	2.72-2.80
Limo con materia orgánica	2.3
Arcilla aluvial orgánica	2.13-2.60
Turba	1.50-2.15

El término **peso unitario** (*unit weight*) o peso por unidad de volumen (γ) ha sido de uso común en mecánica de suelos y se define como el peso del suelo entre el volumen unitario (W/V). El peso unitario se expresa en kilonewton por metro cúbico (kN/m^3). La tabla 1.4 presenta valores característicos de esta propiedad. A menudo es necesario conocer el peso unitario de un suelo seco, que se denomina peso seco unitario (γ_d):

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (1.8)$$

Tabla 1.4. Pesos unitarios característicos (Coduto, 1998).

Clasificación del suelo (SUCS)	Peso unitario (<i>unit weight</i>) (kN/m^3)	
	Arriba del nivel freático	Abajo del nivel freático
GP (grava mal graduada)	17.5-20.5	19.5-22.0
GW (grava bien graduada)	17.5-22.0	19.5-23.5
GM (grava limosa)	16.0-20.5	19.5-22.0
GC (grava arcillosa)	16.0-20.5	19.5-22.0
SP (arena mal graduada)	15.0-19.5	19.0-21.0
SW (arena bien graduada)	15.0-21.0	19.0-23.0
SM (arena limosa)	12.5-21.0	17.5-22.0
SC (arena arcillosa)	13.5-20.5	17.5-21.0
ML (limo de baja plasticidad)	11.5-17.5	12.5-20.5
MH (limo de alta plasticidad)	11.5-17.5	11.5-20.5
CL (arcilla de baja plasticidad)	12.5-17.5	11.5-20.5
CH (arcilla de alta plasticidad)	12.5-17.5	11.0-19.5

La relación entre densidad y peso unitario es la siguiente:

$$\gamma = \rho g \quad (1.9)$$

donde g es la aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s^2 (32.2 ft/s^2).

El término **compacidad relativa** (D_r) se usa comúnmente para indicar el grado de acomodo de los granos de un suelo granular, y se define como:

$$D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \times 100 (\%) \quad (1.10)$$

Donde $e_{\text{máx}}$ es la relación de vacíos máxima (más suelta); $e_{\text{mín}}$, la relación de vacíos mínima (más compacta); y e , la relación de vacíos *in situ*. La norma ASTM D 4253 especifica la determinación de $e_{\text{mín}}$ y $e_{\text{máx}}$. La ecuación 1.10 permite comparar la relación de vacíos *in situ* directamente con la relación de vacíos máxima y mínima de la arena. La denominación según la compacidad relativa se muestra en la tabla 1.5. Algunos valores máximos y mínimos de la relación de vacíos y pesos unitarios secos de algunos suelos se exponen en la tabla 1.6.

Tabla 1.5. Denominación según la compacidad.

Compacidad relativa (%)	Denominación
0-15	Muy suelto
15-35	Suelto
35-65	Medio
65-85	Denso
85-100	Muy denso

Tabla 1.6. Valores máximos y mínimos de e y γ_d para suelos granulares (Hough, 1957).

Descripción	Relación de vacíos		Peso unitario seco (kN/m ³)	
	$e_{\text{máx}}$	$e_{\text{mín}}$	$\gamma_{\text{dmín}}$	$\gamma_{\text{dmáx}}$
Esferas uniformes	0.92	0.35		
Arena de Ottawa	0.8	0.5	14.5	17.3
Arena limpia uniforme	1	0.4	13	18.5
Limo inorgánico	1.1	0.4	12.6	18.5
Arena limosa	0.9	0.3	13.7	20
Arena limosa gruesa	0.95	0.2	13.4	21.7
Arena micócea	1.2	0.4	11.9	18.9
Arena limosa y grava	0.85	0.14	14	22.9

Algunas propiedades índice, su definición, símbolo y rango característicos de valores se presentan en la tabla 1.7.

Tabla 1.7. Definiciones y relaciones básicas en suelos.

Propiedad	Definición	Rango
1. Relación de vacíos, e	$\frac{V_v}{V_s}$	$e > 0$
2. Porosidad, n %	$\frac{V_v}{V} \times 100 \%$	$0 < n < 100 \%$
3. Grado de saturación, S %	$\frac{V_w}{V_v} \times 100 \%$	$0 < S_r < 100 \%$
4. Contenido de agua, w %	$\frac{w_w}{w_s} \times 100 \%$	$w \geq 0$
5. Compacidad relativa, D_r %	$\frac{e_{\max} - e_n}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \%$	$0 < D_r < 100 \%$
6. Volumen específico, v	$\frac{V}{V_s} = 1 + e$	$v > 1$
7. Peso volumétrico total, γ	$\frac{W}{V} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	
8. Peso volumétrico seco, γ_d	$\frac{W_s}{V} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	
9. Peso volumétrico del agua, γ_w (normalmente $\gamma_w = 9.81$ $\text{kN/m}^3 = 62.4 \text{ lb/ft}^3$)	$\frac{W_w}{w_w} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	
10. Peso volumétrico sumergido, γ'	$\gamma - \gamma_w \text{ (kN/m}^3\text{)}$	
11. Densidad de sólidos, G_s	$\frac{W_s}{W_s \gamma_w}$	
12. Contenido de agua volumétrico, θ %	$\frac{V_w}{V} \times 100 \%$	$0 < \theta < 100 \%$

1.3. RELACIONES ENTRE PROPIEDADES ÍNDICE

Con base en las relaciones funcionales entre las propiedades índice, se logran expresiones muy útiles, ya que a partir de unas se pueden obtener otras:

– Relación de vacíos y porosidad:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (1.11)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (1.12)$$

– Compacidad relativa expresada en función de los pesos unitarios secos:

$$D_r = \frac{\gamma_{d\text{máx}}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d\text{mín}}}{\gamma_{d\text{máx}} - \gamma_{d\text{mín}}} \times 100(\%) \quad (1.13)$$

– Relación entre peso unitario, peso unitario seco y contenido de agua:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (1.14)$$

– Relación entre peso unitario seco y relación de vacíos:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (1.15)$$

Por tanto:

$$\gamma_{d\text{máx}} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e_{\text{mín}}} \quad (1.16)$$

$$\gamma_{d\text{mín}} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e_{\text{máx}}} \quad (1.17)$$

– Relación entre contenido de agua (w) y contenido de agua volumétrico (θ):

$$\theta = \frac{w \gamma_d}{100 \gamma_w} 100\% \quad (1.18)$$

1.4. COLOR DE LOS SUELOS

El color es una de las propiedades evidentes de los suelos, ya que es lo primero que se observa; sin embargo, el estudio del color de los suelos es complejo, ya que el color puede indicar: material parental, contenido de materia orgánica y cantidad de óxidos de hierro y manganeso, así como grado de oxidación. El color del suelo puede variar en función de su contenido de agua. Durante el secado, una muestra de suelo se torna más clara, por tanto, la determinación del color debe hacerse en una muestra húmeda y de preferencia inalterada.

Los minerales más comunes en la mayoría de los suelos son de color claro, así que los suelos que han sufrido pocos cambios químicos tendrán un color gris claro. En consecuencia, para explicar los colores pardo (entre el blanco y el negro), rojo y amarillo, se tienen que considerar los cambios químicos que han sufrido los minerales constituyentes, en especial el hierro, así como el contenido de materia orgánica.

- El color blanco es característico de productos de feldespatos hidratados, calcita, caolín, incrustaciones o precipitaciones de carbonatos, vidrio volcánico, cuarzo y depósitos de diatomeas.
- El color negro es propio de minerales ferromagnesianos, como la biotita, la hornblenda, la ceniza volcánica y los óxidos de hierro. En general se debe a la materia orgánica en estado avanzado de descomposición.
- El color rojo, particularidad de los feldespatos rojos, es producto de la abundancia de óxidos de hierro como en el caso de la hematita (Fe_2O_3).
- El color verde lo presentan minerales que han sufrido reducción de los óxidos de hierro por la materia orgánica.

Un sistema moderno de clasificación del color en suelos lo ofrece Munsell (2000), el cual es un sistema numérico que emplea letras y números para la designación de las tres propiedades variables del color. Estas propiedades siempre se dan en el orden de matiz, valor y croma. Por ejemplo, en el sistema Munsell la designación 5YR 4/2 significa: 5YR es el matiz, 4 es el valor y 2 es el croma. La designación del color se determina comparando una muestra de suelo con las ilustraciones en el libro de colores de Munsell. Un ejemplo de aplicación del sistema Munsell a la estratigrafía de la Ciudad de México se encuentra en Díaz-Rodríguez *et al.* (1998).

1.5. TEXTURA

La textura de una muestra de suelo se determina con su apariencia visual o el tacto, es decir, depende de la forma y tamaño de las partículas, así como de la distribución de tamaños. Así, las gravas y las arenas presentan una textura gruesa, en tanto que los limos y las arcillas tienen una textura fina. La textura nos indica la dimensión de los granos que contiene en mayor abundancia la muestra.

Textura visual

De manera específica, la textura visual es una apreciación de la proporción relativa entre suelos gruesos y suelos finos. La frontera que define la pertenencia a un grupo u otro es 0.05 mm, que corresponde a la partícula que es capaz de distinguir un ojo humano sin la ayuda de un microscopio. Por tanto, la textura se puede clasificar en:

- a)* Textura gruesa (gravas y arenas).
- b)* Textura fina (limos y arcillas).

Los suelos de textura gruesa presentan alguna relación con su comportamiento mecánico. Por su parte, los suelos de textura fina se ven afectados por la presencia de agua, la cual influye en su comportamiento mecánico. Las interacciones de las partículas sólidas con el agua se reflejan en la plasticidad y cohesión del suelo.

La apariencia de una muestra de suelo puede clasificarse en:

- Homogénea.
- Heterogénea.
- Estratificada.
- Fisurada.
- Agrietada o con juntas.
- Con vetas, manchas o con puntos.

Textura al tacto

La textura al tacto es la sensación que se percibe de las partículas de una porción o muestra de suelo cuando se toca con las yemas de los dedos:

- a)* Textura rugosa (corresponde a los materiales arenosos).
- b)* Textura harinosa (corresponde a los limos).
- c)* Textura jabonosa (corresponde a los materiales arcillosos).

1.6. DESCRIPCIÓN DE UNA PARTÍCULA DE SUELO

Salvo raras excepciones, los suelos proceden de las rocas de la corteza terrestre debido al intemperismo o meteorización (capítulo 2). El término **intemperismo** involucra diversos procesos naturales que resultan de la acción individual o combinada de factores tales como la temperatura, la lluvia, la gra-

vedad, el hielo y el viento. La partícula de suelo es la unidad básica del medio particulado. Las características de una partícula reflejan su origen (material parental) y los procesos de su formación (*e. g.*, transporte). Las propiedades de una **partícula** se pueden agrupar en dos: apariencia (geometría) y composición mineralógica (capítulo 3).

En cuanto a la apariencia, se considera lo siguiente:

- Tamaño.
- Forma.
- Redondez.
- Textura superficial (rugosidad).

Tamaño

El significado de tamaño depende de la dimensión medida, de cómo se midió, así como del objetivo de la medición. Para definir el tamaño de una esfera o de un cubo basta una dimensión; por tal motivo, es costumbre expresar el tamaño de las partículas de suelo en término del diámetro de una esfera equivalente. Sin embargo, en el caso de las partículas minerales de los suelos, el problema es más complejo; además, el rango de tamaños puede variar desde decenas de centímetros hasta nanómetros. Puede decirse que la partícula más grande es 10 millones de veces mayor que la más pequeña. Este rango incluye partículas que son visibles a simple vista hasta aquellas de tamaño microscópico y nanoscópico, cuya observación requiere del uso de microscopio electrónico o microscopio de fuerza atómica. Una primera aproximación de tamaño es la que se muestra en la tabla 1.8.

Tabla 1.8. Tamaño de partícula.

Partícula	Tamaño
Boleo	> 30 cm
Canto rodado	15 a 30 cm
Grava	4.75 mm a 75 mm
Arena	0.075 mm a 4.75 mm
Limo	0.002 mm a 0.075 mm
Arcilla	< 0.002 mm

En mecánica de suelos, no es práctico efectuar directamente la medición del tamaño de las partículas individuales, por lo que se estima de manera indirecta como se explica más adelante.

Forma

La forma es un conjunto de líneas y superficies que determinan su contorno. Para la geometría euclidiana, las formas pueden ser: cubo, esfera, cono, cilindro, etc. En los suelos se presenta una diversidad de formas que están mejor caracterizadas con geometría fractal (Díaz-Rodríguez y Moreno-Carrizales, 1999) que con geometría euclidiana. Por tanto, se requiere un índice que represente la forma, para lo cual es necesario algún patrón de referencia que nos proporcione un índice cualitativo o, mejor aún, numérico.

La esfera ha sido un patrón de referencia, ya que tiene propiedades singulares:

- Para un volumen determinado, posee la menor superficie.
- Tiene la mayor velocidad de caída dentro de un líquido.

En forma simplificada, la forma se puede expresar como:

- Equidimensional (en suelos gruesos: gravas, arenas y limos).
- Placa (en suelos gruesos: micas).
- Placa (en suelos finos: arcillas).
- Tubular (sólo en arcillas).

Redondez

La **redondez** (*roundness*) se relaciona con la agudeza de las aristas y de los vértices de un fragmento clástico, independientemente de la forma.

La descripción de las clases de redondez es la siguiente:

- **Angulosa.** Presenta poca o ninguna prueba de desgaste.
- **Subangulosa.** Muestra los efectos comunes del desgaste, pero los fragmentos mantienen su forma primitiva.
- **Subredondeada.** Exhibe considerable desgaste.
- **Redondeada.** Expone las caras originales completamente destruidas.
- **Bien redondeada.** Sin caras originales, ni aristas, ni vértices. La superficie consta de curvas amplias.

La figura 1.4 muestra, mediante comparación con el fragmento en particular, las clases de redondez que tradicionalmente se utilizan.



Figura 1.4. Descripción de las clases de redondez (Pettijohn, 1949).

Una forma numérica de medir la redondez (ρ) se expresa como el radio de curvatura promedio de las aristas o vértices de la proyección del grano, dividido por el radio del círculo máximo inscrito (figura 1.5).

$$\rho = \Sigma(r_i/R)/N \quad (1.19)$$

Donde r_i son los radios individuales de los vértices, N es el número de vértices y R es el radio del círculo máximo inscrito (Wadell, 1932).

Según Pettijohn (1949), los grados de redondez son los que se aprecian en la tabla 1.9.

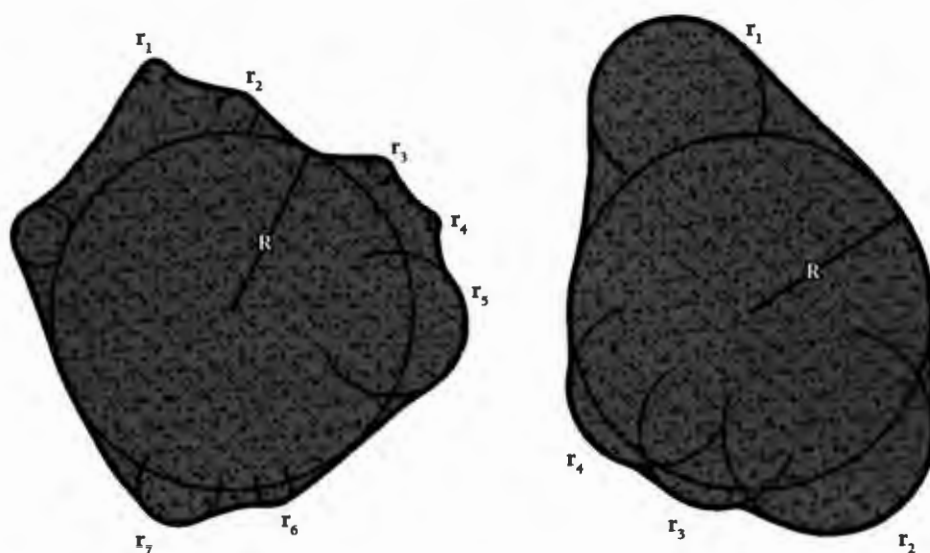


Figura 1.5. Guijarros que muestran la naturaleza geométrica de la redondez (Krumbein, 1941: citado por Pettijohn, 1949).

Tabla 1.9. Grados de redondez (Wadell, 1932).

Descripción	Valor
Anguloso	0.0 a 0.15
Subanguloso	0.15 a 0.25
Subredondeado	0.25 a 0.40
Redondeado	0.40 a 0.60
Bien redondeado	0.60 a 1.0

Comentario

La forma y la redondez de los granos de arena reflejan parte de la historia del depósito al que ellos pertenecen. El efecto de los agentes de transporte no es evidente y es tema de discusión. ¿Redondea el viento los granos de arena en mayor grado que el agua? ¿Cuál es el límite del menor tamaño que puede redondear el agua? ■

Textura superficial (rugosidad)

La textura superficial o rugosidad es una medida de las irregularidades de la superficie de un grano.

1.7. DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

La caracterización granulométrica de una muestra de suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos o partículas que la componen. Para la caracterización de la distribución granulométrica se tiene más de un criterio. Sin embargo, en mecánica de suelos dicha caracterización se realiza según la norma ASTM D 422.

Se usan generalmente dos métodos:

1. Análisis con mallas para tamaños mayores de 0.075 mm (malla núm. 200).
2. Análisis con hidrómetro para partículas menores de 0.075 mm.

Análisis con mallas

El análisis con mallas consiste en obligar a pasar la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas o tamices de alambre (figura 1.6) y calcular el porcentaje en peso de los retenidos en cada malla. Con base en los porcentajes en peso de los retenidos en cada malla, se determinan los porcentajes acumulados del material que pasa por cada malla, restando de 100 % el porcentaje retenido en la primera malla. A este valor se le resta el porcentaje parcial retenido en la segunda malla, y así sucesivamente. La curva de distribución granulométrica se muestra en la figura 1.7. Como se puede observar el eje horizontal (tamaño de partícula) es una escala logarítmica.

Un punto en la curva granulométrica representa el porcentaje en peso de aquellas partículas que son menores que el diámetro indicado. La tabla 1.10 presenta la identificación de las mallas más utilizadas en mecánica de suelos, así como la separación entre alambres. La figura 1.8 ilustra varios ejemplos de curvas granulométricas.

Tres parámetros se determinan a partir de las curvas granulométricas: el diámetro efectivo (*effective size*) el coeficiente de uniformidad (*uniformity coefficient*) y el coeficiente de curvatura (*curvature coefficient*).



a) Fotografía de una malla.

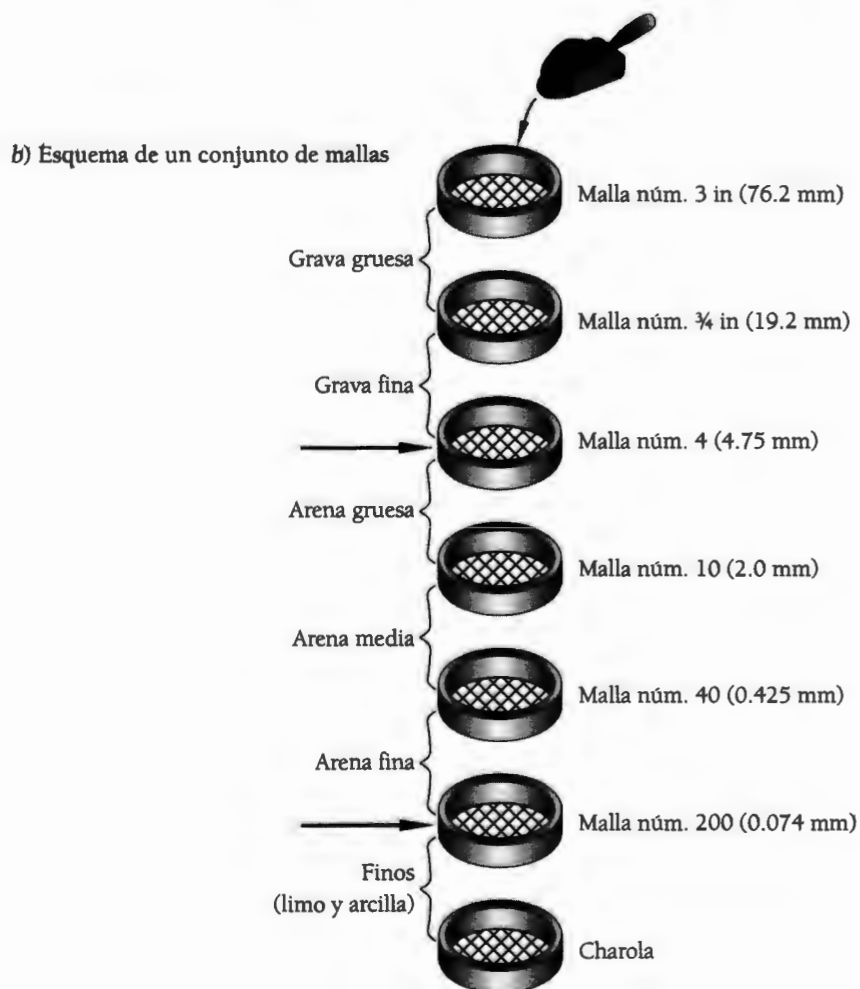


Figura 1.6. Determinación de la distribución granulométrica.

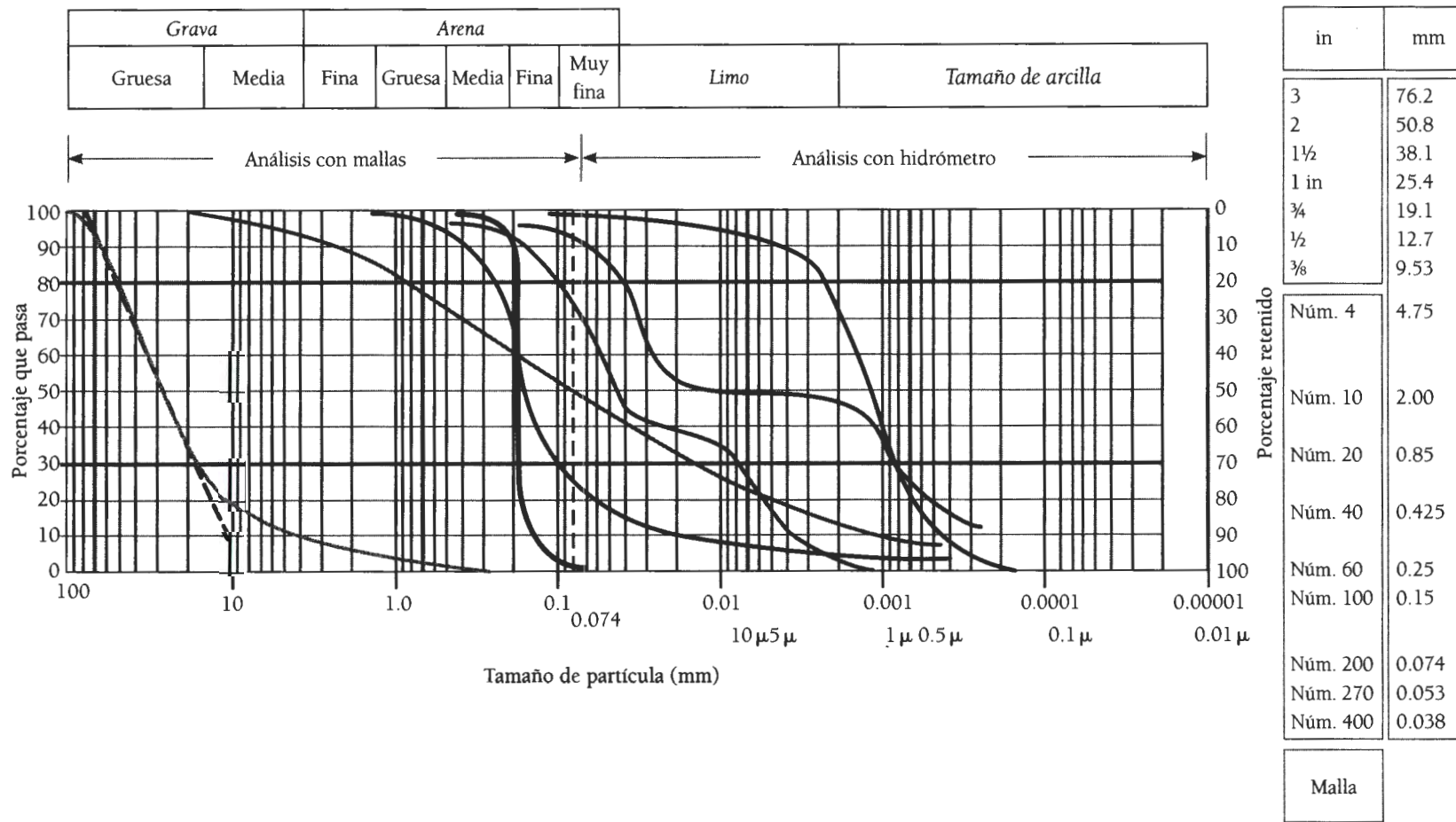


Figura 1.7. Curvas de distribución granulométrica para diferentes suelos.

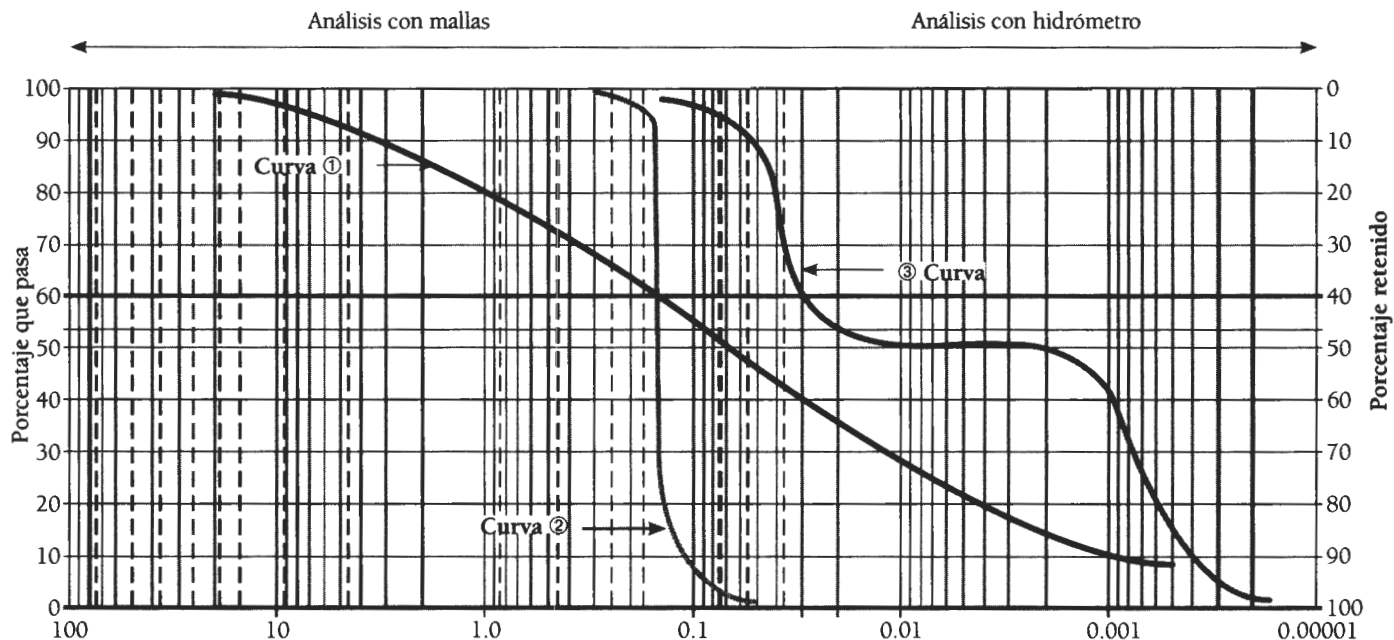
Boleo o canto rodado	Grava gruesa	Grava fina	Arena gruesa	Arena media	Arena fina	Limo	Tamaño de arcilla
----------------------	--------------	------------	--------------	-------------	------------	------	-------------------

in	mm
----	----

3	76.2
2	50.8
1½	38.1
1 in	25.4
¾	19.1
½	12.7
⅜	9.53

Núm. 4	4.75
Núm. 10	2.00
Núm. 20	0.85
Núm. 40	0.425
Núm. 60	0.25
Núm. 100	0.15
Núm. 200	0.074
Núm. 270	0.053
Núm. 400	0.038

Malla



- ① Suelo bien graduado
- ② Suelo uniforme
- ③ Suelo mal graduado, con ausencia de tamaños

Figura 1.8. Curvas granulométricas.

Tabla 1.10. Mallas estándar ASTM.

<i>Identificación</i>		<i>Separación en mm</i>
Malla de	3"	76.2
	2"	50.8
	1½"	38.1
	1"	25.4
	¾"	19.1
	½"	12.7
	3/8"	9.52
Malla número	4	4.75
	8	2.36
	10	2
	14	1.4
	16	1.18
	20	0.85
	30	0.6
	40	0.425
	60	0.25
	100	0.15
	200	0.074
	400	0.038

El **diámetro efectivo** D_{10} es el tamaño tal que 10% en peso del suelo sea igual o menor. Una correlación útil es una estimación del coeficiente de permeabilidad (capítulo 5), como lo propuso Hazen (1893):

$$\text{Coeficiente de permeabilidad } (k) = C_k (D_{10})^2 \text{ (m/s)}$$

donde C_k es un coeficiente experimental que varía entre 0.01 y 0.015.

El **coeficiente de uniformidad** C_u se expresa con la relación:

$$C_u = D_{60} / D_{10} \quad (1.20)$$

El coeficiente de uniformidad indica la pendiente media de la parte central de la curva granulométrica. Cuanto más vertical es la curva granulométrica ($C_u \rightarrow 1$), más se acerca a un conjunto de esferas del mismo tamaño y, por tanto, su gradación se hace más uniforme.

Una curva granulométrica que presente un segmento horizontal (un escalón) significa que faltan las fracciones entre los puntos extremos del segmento horizontal y que la gradación es discontinua. Un suelo de este tipo se llamará *mal graduado*, en contraposición a un suelo *bien graduado* que tiene una curva granulométrica suave y de pendiente aproximadamente uniforme.

El **coeficiente de curvatura** C_c se expresa como:

$$C_c = (D_{30})^2 / (D_{60} \times D_{10}) \quad (1.21)$$

Los diámetros D_{30} y D_{60} se definen en forma análoga al D_{10} .

Análisis con hidrómetro

La granulometría de la fracción fina de una muestra (material que pasa la malla núm. 200) se determina por el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes. Este método es aplicable a partículas de un tamaño comprendido entre 0.1 mm y 0.0005 mm. El método consiste en dejar sedimentar una suspensión de suelo (véase figura 1.9). Con el hidrómetro se puede conocer la variación del peso volumétrico de la suspensión en función del tiempo. La ley de Stokes permite determinar el diámetro equivalente máximo que, al sedimentarse las partículas, se encuentra a la altura del centro del bulbo del hidrómetro en un instante dado (t).

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{[(p_s/p_w)^{-1}]\gamma_w} \frac{L}{t}} \quad (1.22)$$

donde η es la viscosidad del agua.

Análisis combinado

Consiste en aplicar el análisis con mallas y el análisis con hidrómetro a las fracciones gruesa y fina de una muestra de suelo. Generalmente, se recurre al análisis combinado si la muestra contiene más de 25 % en peso de partículas que pasan la malla núm. 200.

1.8. LÍMITES DE CONSISTENCIA

En general, los minerales de arcilla tienen forma de placa microscópica, lo cual les confiere una gran **superficie específica**, definida como la relación entre el área total superficial y la masa unitaria. Por ejemplo, la superficie específica de los tres principales minerales de arcilla, caolinita, illita y montmorillonita, es aproximada a 15, 80 y 600 m²/g, respectivamente. Una gran superficie específica significa una capa de agua adsorbida más gruesa (capítulo 3).

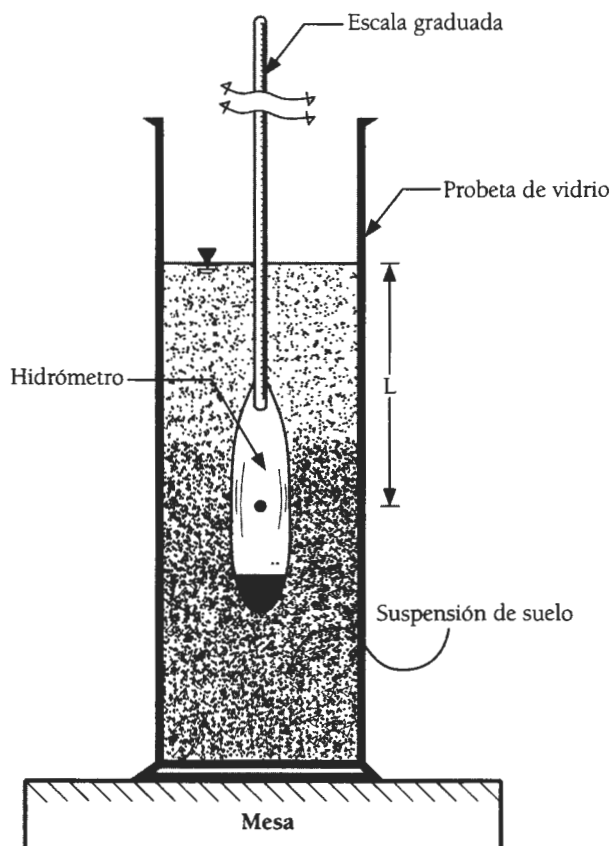


Figura 1.9. Análisis por hidrómetro para partículas menores de 0.075 mm.

La **consistencia** representa la mayor o menor resistencia que el suelo ofrece para cambiar de forma, y está en función del contenido de agua y de la mineralogía de las partículas. Se relaciona con las fuerzas de atracción entre partículas individuales o agregados de estas partículas.

La **plasticidad** de un suelo se puede definir como la propiedad para cambiar de forma bajo la acción de esfuerzos aplicados, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse, además de mantener la nueva forma (deformada) al cesar la aplicación de los esfuerzos.

Un suelo exhibe comportamiento plástico en un intervalo de contenido de agua, desde un límite inferior hasta un límite superior; a estos límites se les denomina *plástico* y *líquido*, respectivamente, los cuales se conocen también como *límites de consistencia* o *límites de Atterberg*.

Para la determinación de los límites de consistencia se emplea la fracción de suelo que pasa la malla número 40 (0.425 mm) y se realiza mediante dos procedimientos:

1. Método de Casagrande.
2. Método del cono.

Método de Casagrande

La determinación del límite líquido por el método de la copa de Casagrande (1948), radica en usar una copa semiesférica que es repetidamente golpeada contra una base de hule duro (micarta), la altura de caída es de 10 mm, operada con una frecuencia de dos caídas por segundo; El procedimiento consiste en preparar varias muestras de suelo con diferentes contenidos de agua, dejarlas en reposo en frascos de vidrio con tapa durante 24 h, y después colocar cada una de las muestras en la copa de Casagrande, con una ranura de acuerdo con las dimensiones que se muestran en la figura 1.10. Para efectuar la ranura se requiere una espátula especial.

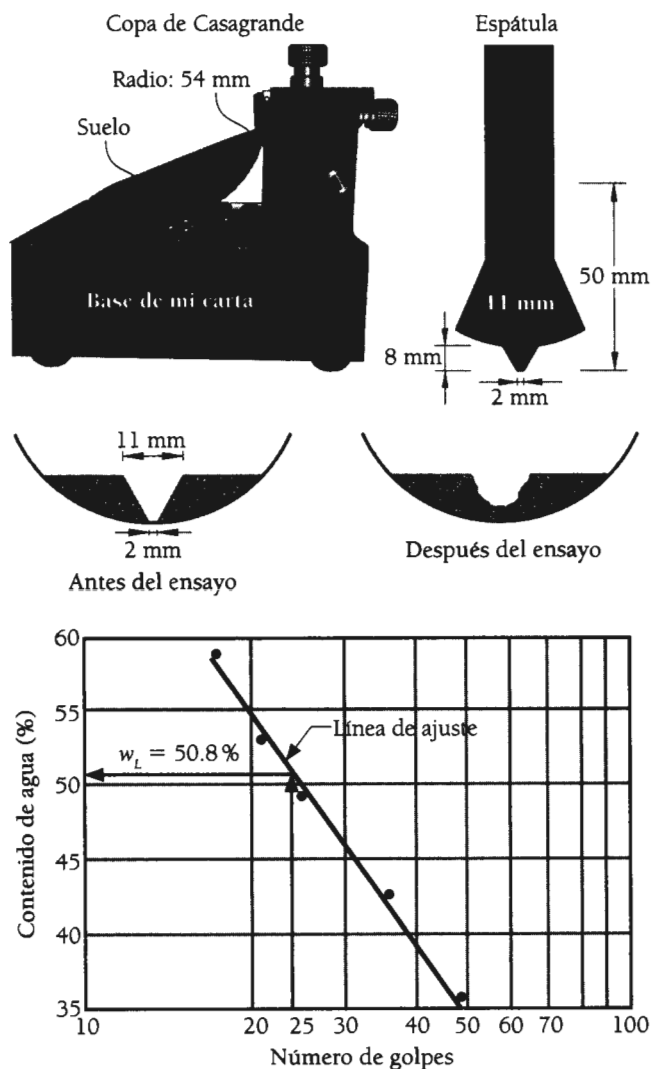


Figura 1.10. Determinación del límite líquido por el método de Casagrande (1948).

El **límite líquido** (w_L) se define como el contenido de agua para el cual la ranura se cierra en una longitud de 12.5 mm a los 25 golpes. Es difícil efectuar la determinación con un solo punto, por lo que se hacen varias determinaciones y se ajusta una línea recta. Con base en la línea de ajuste, se realiza la lectura correspondiente, como se muestra en la figura 1.10.

El **límite plástico** (w_p) se determina rodando una porción de suelo hasta que éste alcance un diámetro de 3 mm; si con este diámetro el suelo se empieza a romper en pedazos, se dice que el suelo está en el límite plástico.

El **índice de plasticidad** (I_p) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico (véase figura 1.13).

Los detalles de la determinación de los límites líquido y plástico se encuentran en la norma ASTM D-4318.

Comentario

El método de Casagrande (1948) es dependiente del operador; los factores que pueden afectar la determinación son: la incorrecta altura de la caída y la incorrecta formación de la ranura. En los suelos de baja plasticidad, se puede inducir licuación más que un flujo plástico. ■

El **límite de contracción** (w_s) es el contenido de agua que saturaría a un suelo contraído por secado, y no es independiente de los límites líquido y plástico. Puede estimarse mediante la relación:

$$w_s = \frac{50 w_p}{50 + I_p} \quad (1.23)$$

La figura 1.11 ilustra el concepto del límite de contracción.

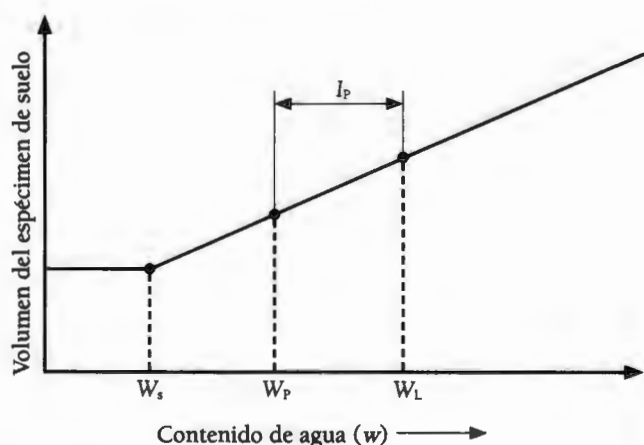


Figura 1.11. Determinación del límite de contracción.

Método del cono

El método del cono (*fall cone method*) para determinar los límites líquido y plástico es prácticamente independiente del operador. Consiste en un cono metálico con un ángulo de 30° y un peso total de 80 g, el cual está suspendido arriba y en contacto con la muestra de suelo, como se muestra en la figura 1.12. Para determinar el límite líquido, el cono se libera de su freno por cinco segundos, y se mide la penetración en milímetros. El contenido de agua correspondiente a una penetración de 20 mm define el límite líquido. Resulta difícil efectuar la determinación con un solo punto, así que se hacen varias determinaciones y se ajusta una línea recta. Con base en la línea de ajuste, se realiza la lectura correspondiente.

El **límite plástico** se determina repitiendo la prueba con un cono de la misma geometría, pero con un peso de 240 g. El límite plástico se obtiene con la siguiente expresión:

$$w_p = w_L - 4.2 \Delta w \quad (1.24)$$

Donde Δw es la separación en términos de contenido de agua, entre las dos rectas que aparecen en la figura 1.12.

Comentario

En el rango plástico, la cohesión de los suelos es suficientemente pequeña para permitir el movimiento de las partículas, pero lo bastante grande para que las partículas puedan mantener la nueva posición deformada.

Los límites de consistencia son burdos indicadores de resistencia: la resistencia del suelo en el límite líquido es aproximadamente 2 kPa y en el límite plástico es cerca de 200 kPa. Por tanto, el índice de plasticidad es el incremento del contenido de agua necesario para reducir la resistencia del suelo cien veces.

Las variables que gobiernan la prueba de cono son: la masa m y el ángulo α del cono, la penetración d y la resistencia no drenada del suelo C_u . Mediante análisis dimensional, Wood y Wroth (1978) obtuvieron la siguiente expresión:

$$\frac{C_u d^2}{mg} = f(\alpha, \chi) = k_a$$

donde χ es un parámetro que toma en cuenta los efectos entre suelo y cono (e. g., fricción o adhesión). Basado en mecánica de suelos del estado crítico (capítulo 8), Wood (1990) obtuvo la siguiente expresión:

$$w = \frac{2\lambda}{G_s} \ln d + \frac{\Gamma - 1}{G_s} + \frac{\lambda}{G_s} \ln \left[\frac{M}{2k_a mg} \right]$$

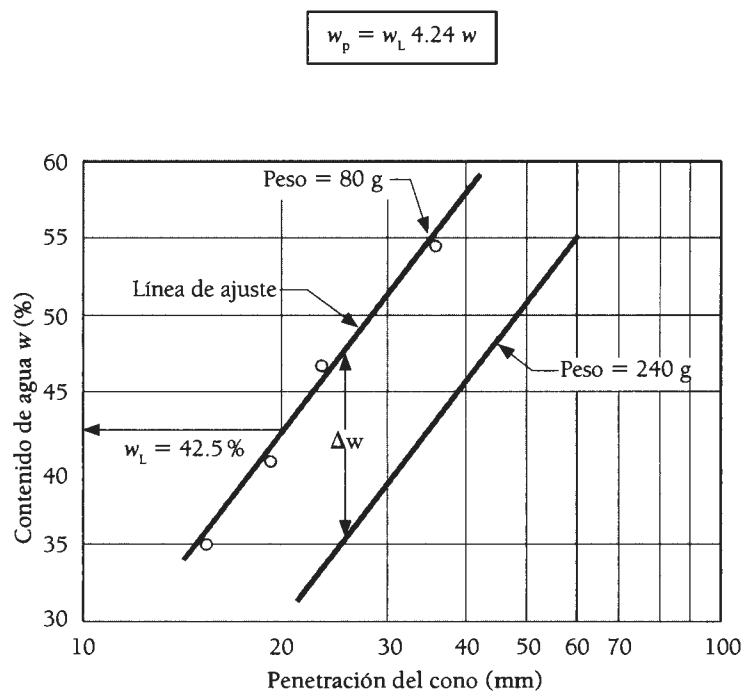
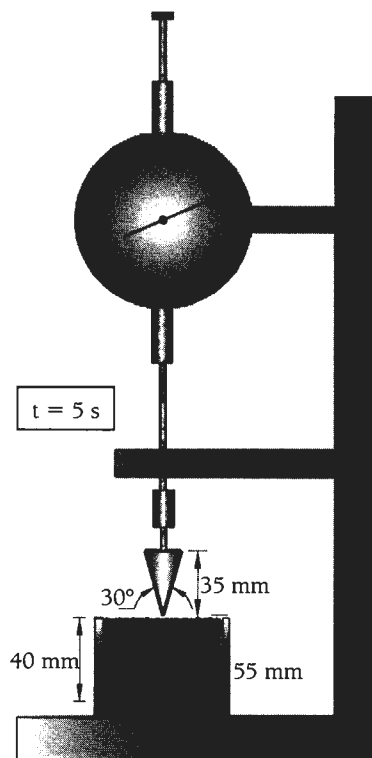


Figura 1.12. Determinación del límite líquido y límite plástico por el método del cono.

Una gráfica de contenido de agua w versus el logaritmo natural de la penetración d debe dar una línea recta con pendiente $2\lambda/G_s$, de donde se puede obtener la compresibilidad λ del suelo.

Si los ensayos se efectúan con dos conos de geometría similar, pero con masas m_1 y m_2 , se obtienen dos rectas paralelas con una separación de contenido de agua Δw , según la expresión:

$$\Delta w = \frac{\lambda}{G_s} \ln \frac{m_2}{m_1}$$

Wood (1990) recomienda el uso de esta expresión, la cual además es útil para calcular λ . ■

Índice de liquidez

La consistencia relativa de un suelo arcilloso en su estado natural se expresa mediante el **índice de liquidez** (*liquidity index*) y se define como la relación:

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (1.25)$$

donde w es el contenido de agua *in situ*.

El índice de liquidez toma valores de 1 y 0 cuando el contenido de agua del suelo está entre el límite líquido y el límite plástico, respectivamente. Las arcillas sensitivas tienen un contenido de agua mayor que el límite líquido, por tanto $I_L > 1$.

La figura 1.13 ilustra los conceptos de estados, límites de consistencia e índice de liquidez en los suelos.

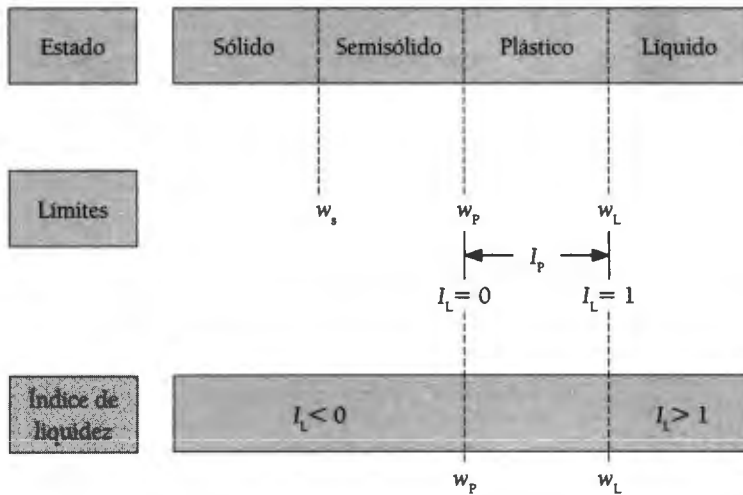


Figura 1.13. Estados, límites e Índice de liquidez de un suelo.

Actividad

Skempton (1953) encontró que si se dibuja en el eje de las abscisas la fracción granulométrica de tamaño arcilla ($< 0.002 \text{ mm}$) y en el eje de las ordenadas el índice de plasticidad, se obtiene una serie de puntos que se localizan alrededor de una recta que pasa por el origen de coordenadas (véase figura 1.14). De ahí, Skempton definió la **actividad** (A) de un suelo como:

$$A = \frac{w_p}{\% \text{ de tamaño } \leq 2 \mu\text{m}} \quad (1.26)$$

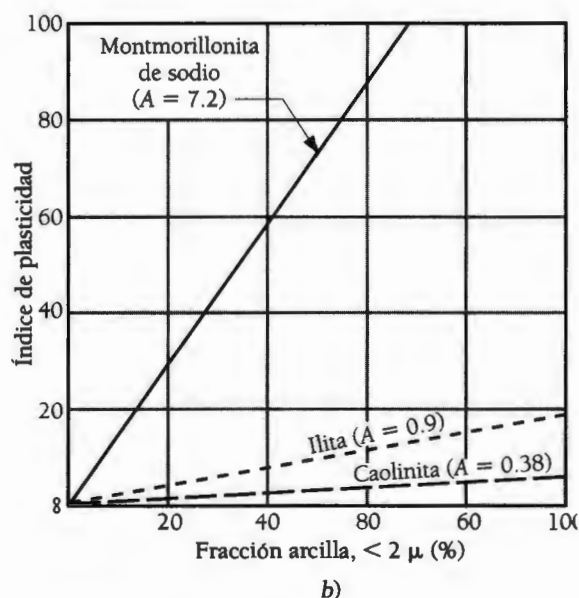
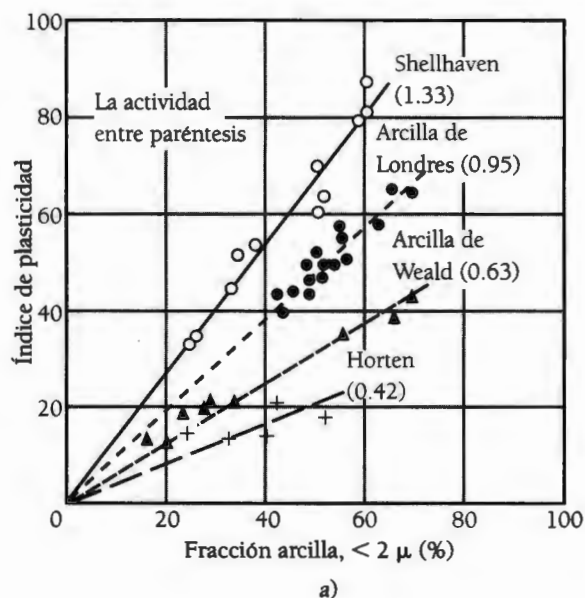


Figura 1.14. Actividad, relación entre Índice de plasticidad y porcentaje de fracción arcilla (Skempton, 1953).

La tabla 1.11. muestra los valores de la actividad de algunos minerales.

Tabla 1.11. Actividad de algunos minerales constituyentes de los suelos.

Mineral	Actividad
Cuarzo	0
Halloysita	0.02-0.07
Metahalloysita	0.07-0.16
Calcita	0.18
Mica (moscovita)	0.23
Caolinita	0.01-0.41
Illita	0.23-0.80
Atapulgita	0.57-1.23
Montmorillonita (Ca, Mg, K, NH ₄)	0.32-3.09
Montmorillonita (Na, Li)	1.12-11.5

1.9. CARTA DE PLASTICIDAD

Casagrande (1948) observó que muchas propiedades de los limos y las arcillas se pueden correlacionar con los límites de Atterberg mediante un gráfico, al cual denominó **carta de plasticidad** (figura 1.15). La carta se encuentra dividida en regiones. En esta carta, las abscisas representan el límite líquido w_L y las ordenadas el índice de plasticidad I_p ; mediante el uso de dos coordenadas (w_L , I_p) se puede clasificar un suelo.

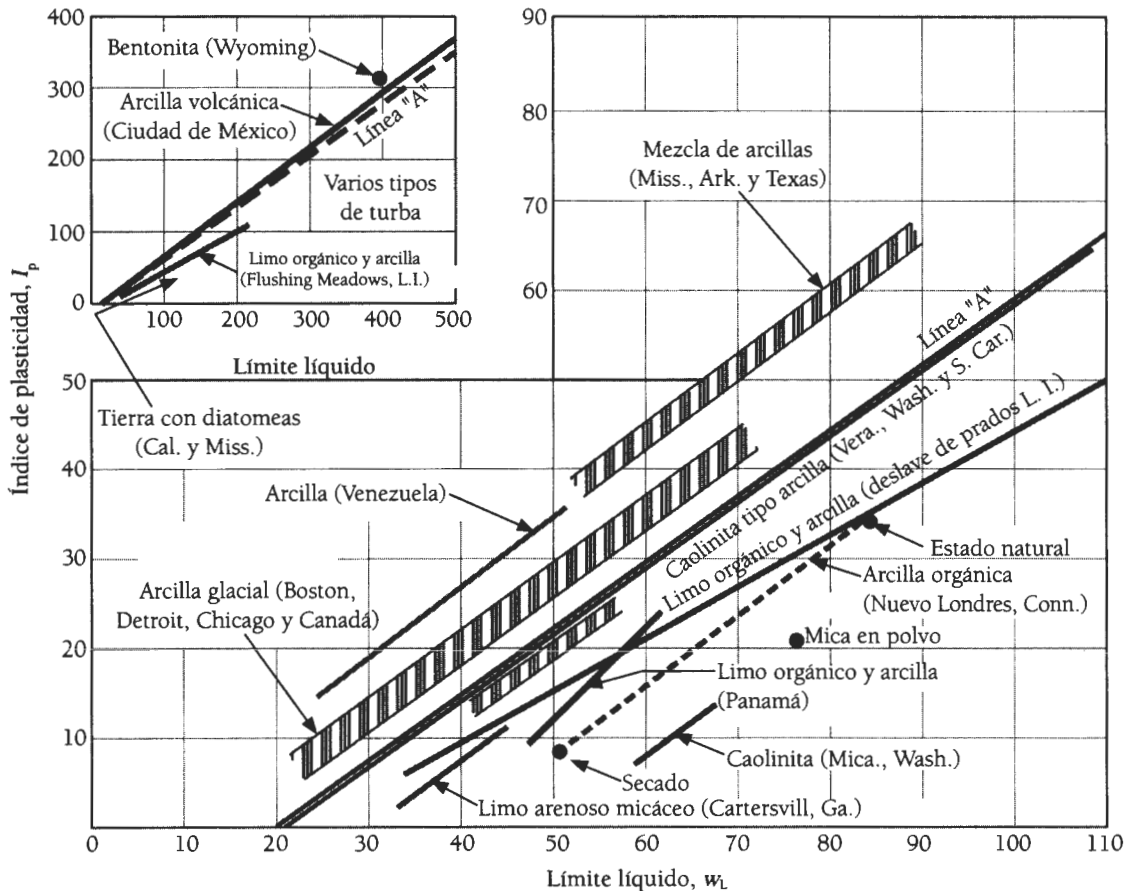
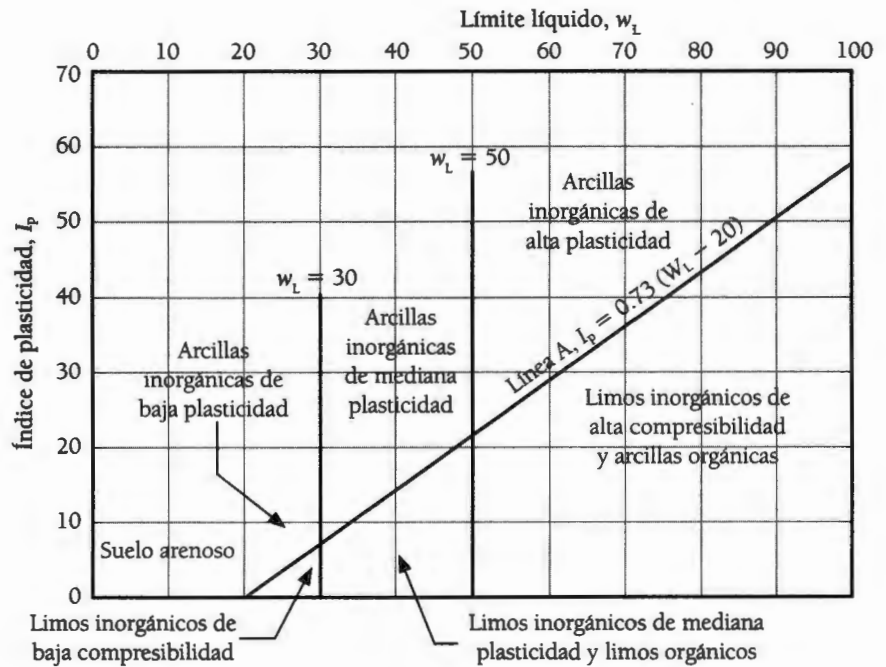


Figura 1.15. Relación entre el límite líquido y el índice de plasticidad para suelos típicos (Casagrande, 1948).

La **línea A** representa una frontera empírica y pasa por las coordenadas (20, 0) y (50, 22) y tiene la ecuación $I_p = 0.73 w_L - 20$. Las arcillas inorgánicas caen arriba de la línea A y los suelos orgánicos caen debajo de ella. La figura 1.15 contiene más información. La figura 1.16 muestra una forma simplificada, pero más clara de la carta de plasticidad.

Figura 1.16.
 Carta de plasticidad
 (Casagrande, 1948).



Existe otra frontera empírica denominada **línea U** (Howard, 1977). La línea U (figura 1.17) es aproximadamente el límite superior de la relación entre el índice de plasticidad y el límite líquido. En otras palabras, no existen resultados que se ubiquen arriba de la línea U. La ecuación para la línea U se expresa como $I_p = 0.9 w_L - 8$.

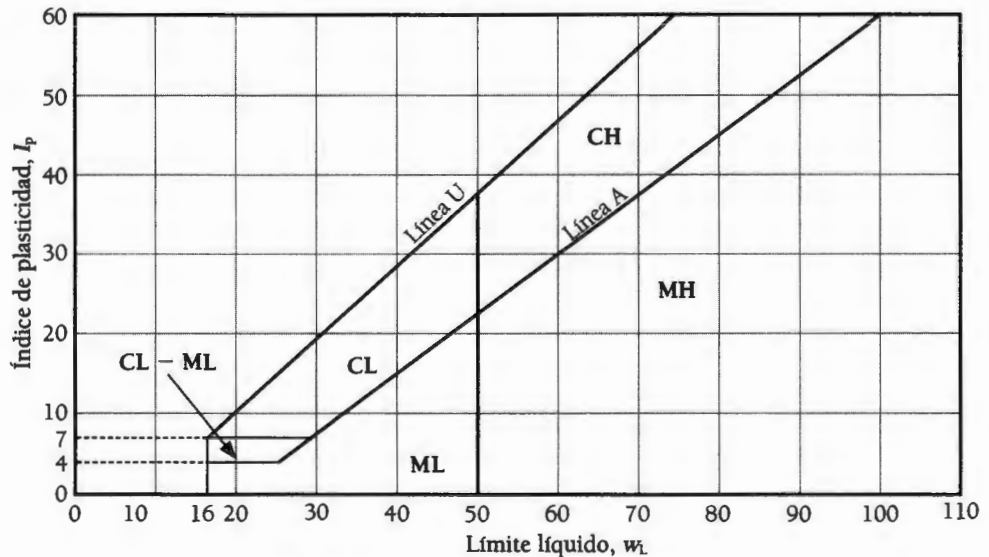


Figura 1.17. Carta de plasticidad (ASTM D-2487).

Comentario

Polidori (2003) estudió los límites de consistencia de minerales 100% arcilla, caolinita o montmorillonita, y de sus respectivas mezclas con arena sílica fina, en varias proporciones, y encontró que los suelos con un porcentaje de tamaño arcilla (< 0.002 mm) menor que el porcentaje de limo y arena fina se ubican arriba de la línea A (zona CL o CH) y que los suelos 100% caolinita se sitúan debajo de la línea A (zona ML o MH), así que propuso una nueva carta de plasticidad.

En relación con esta nueva carta de plasticidad, desaparece la línea A, se mantiene la línea U y se adicionan dos nuevas líneas: la **línea C** para $w_L > 60\%$, con la ecuación $I_p = 0.96 w_L - 37$, y la **línea 0.5C** para $w_L > 29\%$, con la ecuación $I_p = 0.96 w_L - 23$, como se muestra en la figura 1.18. ■

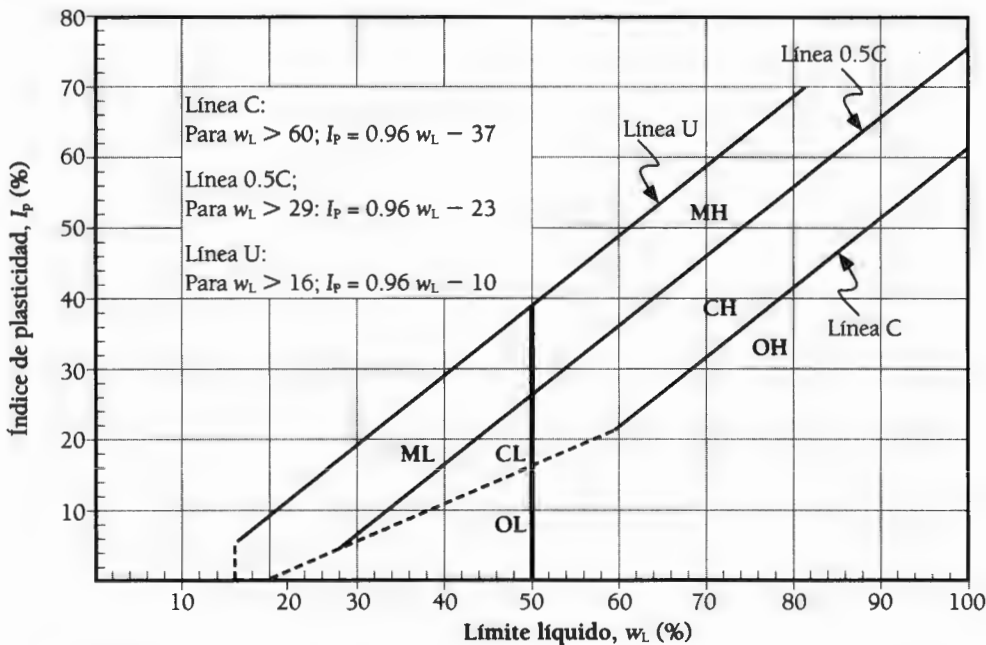


Figura 1.18. Nueva carta de plasticidad (Polidori, 2003). Las líneas C y 0.5C son paralelas a la línea U y representan muestras de suelo inorgánico, con 100 y 50 % de contenido de finos (< 0.002 mm), respectivamente.

1.10. SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los sistemas de clasificación de suelos proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos. Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos.

Clasificación textural

El USDA (United States Department of Agriculture, o Departamento de Agricultura de Estados Unidos de América) desarrolló una clasificación textural con los siguientes límites de tamaños:

Fragmentos gruesos	> 2.0 mm
Arena	0.05-2.0 mm
Limo	0.002-0.05 mm
Arcilla	< 0.002 mm

Se utiliza un diagrama triangular (figura 1.19).

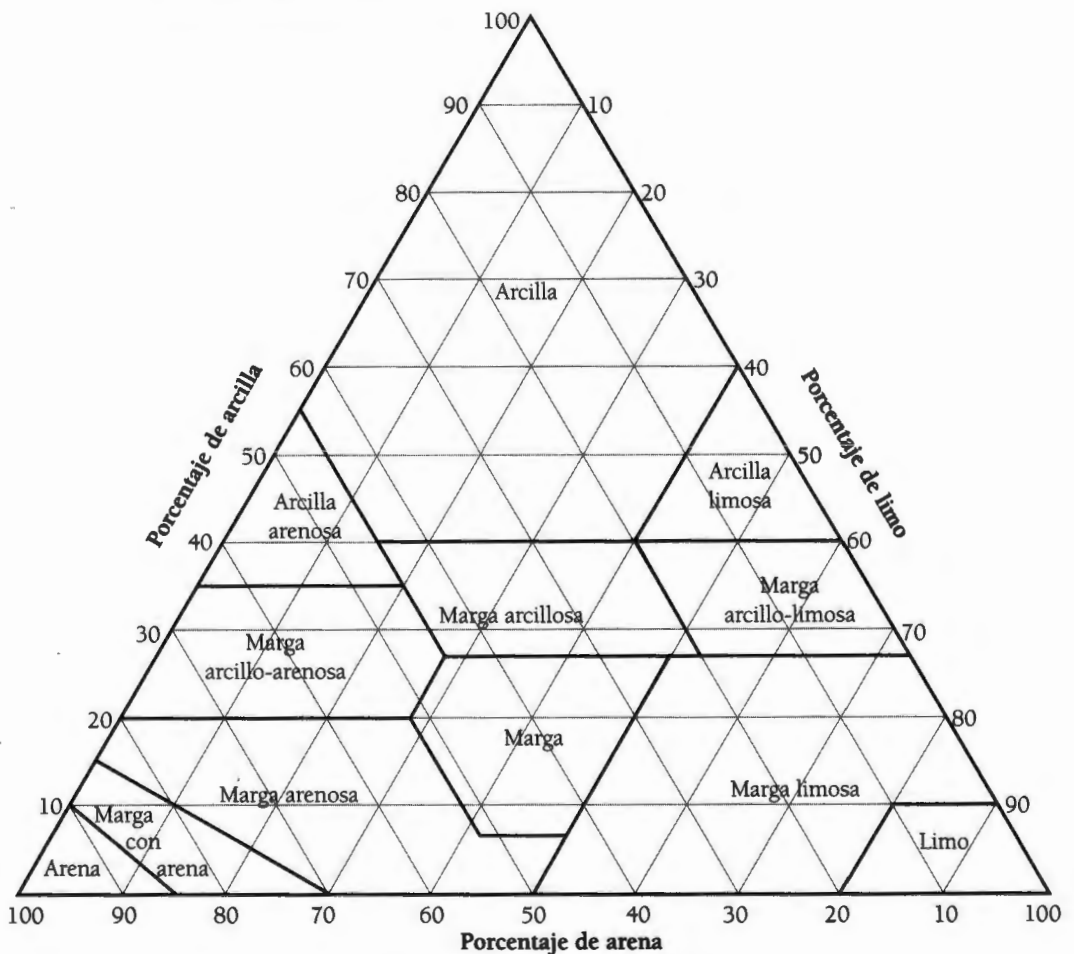


Figura 1.19. Carta triangular de clasificación USDA (U. S. Department of Agriculture).

Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema se desarrolló en 1929. y lo usan principalmente los departamentos de carreteras. De acuerdo con este sistema, el suelo se clasifica en siete grupos, del A1 al A7, según los siguientes criterios:

- **Tamaño de la partícula:**

- **Grava:** fracción que pasa la malla de 75 mm y es retenida en la malla < núm. 10 (2 mm).
- **Arena:** fracción que pasa la malla núm. 10 y es retenida por la malla núm. 200 (0.075 mm).
- **Limo y arcilla:** fracción que pasa la malla núm. 200.

- **Plasticidad:**

- El término **limoso** se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor.
- El término **arcillosos** se utiliza cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Casagrande (1942) desarrolló un sistema de clasificación de suelos para el Departamento de Ingeniería de Estados Unidos para usarlo en el proyecto de aeropuertos durante la Segunda Guerra Mundial. El sistema se ha puesto al día y estandarizado de acuerdo con la norma ASTM D 2487, y se le conoce como el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (**SUCS**). El sistema es general y es el más utilizado en la ingeniería geotécnica.

La base del SUCS es que los suelos finos se clasifican según su plasticidad y los suelos gruesos de acuerdo con su granulometría.

- Los suelos de grano grueso que están compuestos de grava y arena pasan menos de 50 % la malla núm. 200 (0.075 mm). Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S: G significa grava o suelo con grava; y S, arena o suelo arenoso.
- Los suelos de grano fino pasan con 50 % o más la malla núm. 200. Los símbolos de grupo usan el prefijo M, que significa limo inorgánico; C, arcillas inorgánicas; y O, limos o arcillas orgánicas. El símbolo Pt se usa para turbas y otros suelos orgánicos.

Ademas, se utilizan otras letras:

- W = bien graduado.
- P = mal graduado.
- L = baja plasticidad ($w_L < 50\%$).
- H = alta plasticidad ($w_L > 50\%$).

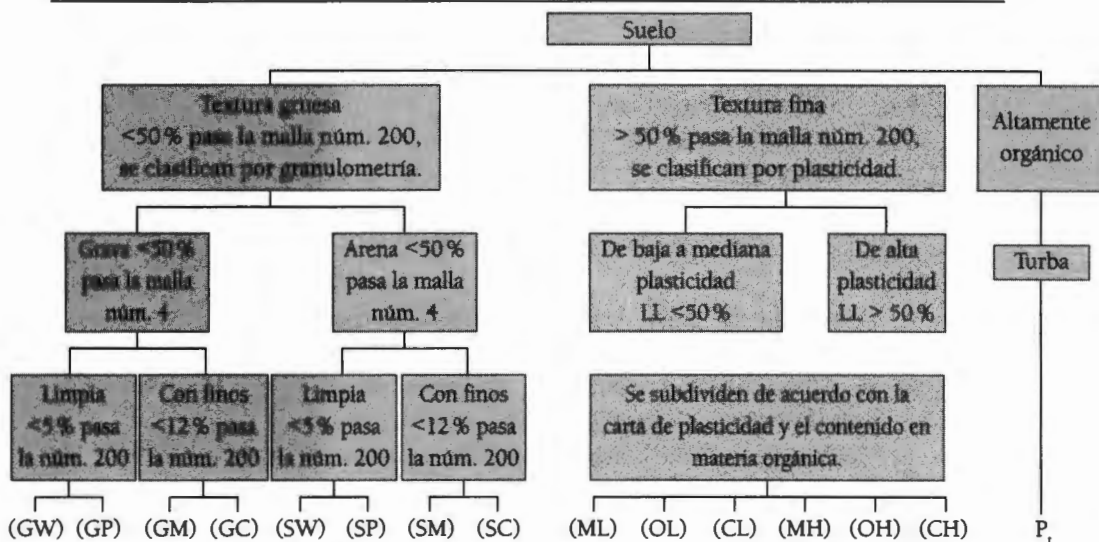
Para emplear el sistema de clasificación SUCS, se requiere la siguiente información:

- a) Porcentaje de grava: fracción que pasa la malla de 3 in (76.2 mm) y es retenida en la malla núm. 4 (4.75 mm).
- b) Porcentaje de arena; fracción que pasa la malla núm. 4 y es retenida en la malla núm. 200 (0.075 mm).
- c) Porcentaje de limo y arcilla: fracción que pasa la malla núm. 200
- d) Coeficientes de uniformidad (C_U) y de curvatura (C_C).
- e) Límite líquido (w_L) e índice de plasticidad (I_p) de la porción que pasa la malla núm. 40.

Es necesario aclarar que “porcentaje de arcilla” se refiere al tamaño arcilla (< 0.002 mm), no a la arcilla en el contexto de la mineralogía.

La figura 1.20 presenta un esquema simplificado para obtener la clasificación de un suelo de acuerdo con la norma ASTM D 2487.

Clasificación de los suelos según el "Sistema unificado de clasificación de suelos"



Los suelos que poseen características de dos grupos se deberán designar por la combinación de los símbolos de ambos grupos; por ejemplo: GW-GC.

Malla

Número₂₀₀ = 0.074 mm

Número₄ = 4.76 mm

Símbolos

Grava	G (gravel)	Arena	S (sand)
Limo	M (mo)	Arcilla	C (clay)
Arcilla orgánica y limo orgánico	O (organic)	Turba y otros suelos netamente orgánicos	P _t (peat)

Granulometría y plasticidad

Mal graduada	P (poorly graded)	W	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	4 para gravas 6 para arenas
Bien graduada	W (well graded)			
			$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$	Entre 1 y 3
Fracción fina limosa	M (silty)			
Fracción fina arcillosa	C (clayey)			
Baja plasticidad o compresibilidad (LL < 50)	L (low)			
Alta plasticidad o compresibilidad (LL > 50)	H (high)			

Figura 1.20. Esquema para la clasificación de los suelos según el SUCS.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM (2000), *Annual Book of Standards*, Section 4, Construction, vol. 04.08, Soils and Rock.
- Casagrande, A. (1932), Research of Atterberg Limits of Soils, *Public Roads*, vol. 13, núm. 8, p. 121-136.
- (1948), Classification and Identification of Soils, *Transactions*, ASCE, vol. 113, p. 901-930.
- Coduto, D. P. (1999), *Geotechnical Engineering. Principles and Practice*, New Jersey, Prentice-Hall.
- Díaz-Rodríguez, J. A. y Moreno-Carrizales (1999), Caracterización de perfiles del subsuelo de la Ciudad de México mediante análisis fractal, *XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Brasil, vol. 1: 155-160.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lozano-Santa Cruz, R., Dávila-Alcocer, V. M., Vallejo, E. y Girón, P. (1998), Physical, Chemical, and Mineralogical Properties of Mexico City Sediments: a Geotechnical Perspective, *Canadian Geotechnical Journal*, **35(4)**: 600-610.
- Hazen, A. (1893), Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration, *24th Annual Report of the State Board Health of Massachusetts*, 1892, Public document núm. 34, Boston, Wright and Potter Printing Co., p. 553.
- Holtz, R. D. (1980), SI Units in Geotechnical Engineering, *Geotechnical Testing Journal*, **3(2)**:73-79.
- Hough, B. K. (1957), *Basic Soils Engineering*, 2a. ed., John Wiley and Sons.
- Howard, A. K. (1977), Laboratory Classification of Soils—Unified Soil Classification System, *Earth Sciences Training Manual*, núm. 4, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, 56 p.
- Krumbein, W. C. (1941), Measurement and Geological Significance of Shape and Roundness of Sedimentary Particles, *Journal Sediment. Petrol*, t. **11**: 64-72.
- Lambe, T. W. y Whitman, R. V. (1969), *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons.
- Munsell (2000), Soil Color Charts.
- Pettijohn, F. J. (1949), *Sedimentary Rocks*, Nueva York, Harper and Brothers.
- Polidori, E. (2003), Proposal for a New Plasticity Chart, *Géotechnique* LIII (**4**): 397-406.
- Seed, H. B., Woodward, R. J. y Lundgren, R. (1964), Fundamental Aspects of the Atterberg Limits, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **90 (SM6)**: 75-105.
- Skempton, A. W. (1953), The Colloidal Activity of Clays, *Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Londres, vol. 1: 57-61.
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. ed., Nueva York, John Wiley and Sons.
- United States Department of Agriculture (2010), National Soil Survey Handbook. Part 618. Subpart B, Exhibition, 618.87 Textures triangle and particle size limits.
- Wadell, H. (1932), Volume, Shape and Roundness of Rock Particles, *Journal of Geology*, **40**: 443-451.
- Wood, D. M. (1990), *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press.
- Wood, D. M. and Wroth, C. P. (1978), *The use of the cone penetrometer to determine the plastic limit of soils*, *Ground Engineering*, **11(3)**, 37.

Capítulo 2

Formación y características de los **depósitos naturales** de suelo



2.1. INTRODUCCIÓN

El planeta **Tierra** es un organismo dinámico. Su relieve actual, que incluye el fondo del mar, es resultado de dos procesos antagónicos: los internos o endógenos, y los externos o exógenos.

Los **procesos internos** se encargan de crear las grandes formas del relieve terrestre: continentes, sistemas montañosos, depresiones oceánicas, etc. Estos procesos internos obtienen su energía del interior de la Tierra.

Los **procesos externos** modifican y esculpen la superficie de la Tierra, y se denominan así porque tienen lugar en la superficie terrestre o en sus proximidades. Estos procesos son una parte básica del ciclo de las rocas, ya que son los responsables de la transformación de la roca sólida en sedimento.

Los procesos externos son:

- **Intemperización:** fragmentación física (desintegración) y alteración química (descomposición) de las rocas en la superficie terrestre o cerca de ella.
- **Procesos gravitacionales:** transporte de roca y suelo pendiente abajo por la acción de la gravedad.
- **Erosión:** eliminación física de material por agentes dinámicos como el agua, el viento o el hielo.

Salvo raras excepciones, los suelos proceden de las rocas de la corteza terrestre debido al *intemperismo* o meteorización. El término intemperismo involucra diversos procesos naturales que resultan de la acción individual o combinada de factores, tales como la temperatura, la lluvia, la gravedad y el viento.

La influencia del intemperismo tanto físico como químico en todos los materiales es evidente, nada escapa a él. El intemperismo rompe la roca y los mine-

rales, modifica y destruye sus características físicas y químicas, y transporta los productos solubles. Asimismo, este proceso da origen a nuevos minerales.

Por tanto, el intemperismo combina desintegración y descomposición de la roca a través de dos formas distintas: intemperismo físico e intemperismo químico (figura 2.1).



Figura 2.1. Efecto del intemperismo sobre una construcción antigua.

2.2. INTEMPERISMO FÍSICO

Intemperismo físico o mecánico. Destruye la roca mediante desintegración física, es decir, rompe la roca en tamaños cada vez más pequeños, pero sin afectar apreciablemente su composición. En general, da origen a materiales producto del rompimiento de la roca madre en fragmentos, desde boleos hasta partículas muy pequeñas. Los principales factores del intemperismo físico son:

Cambios de temperatura. Las rocas se calientan durante el día y se enfrían durante la noche, lo cual causa repetidos ciclos de expansión y contracción en los constituyentes minerales. Algunos minerales se expanden más que otros, lo que da origen a esfuerzos diferenciales que eventualmente producen el rompimiento de la roca debido a fatiga.

Fragmentación por el hielo. Los ciclos repetidos de congelación y deshielo del agua en la grieta de una roca representan un proceso importante de meteorización mecánica. El agua líquida tiene la propiedad de aumentar aproximadamente nueve por ciento de su volumen cuando se congela, ya que en la estructura del hielo, las moléculas están más separadas que en el agua líquida. Como consecuencia, la congelación del agua en un espacio confinado ejerce una presión hacia afuera sobre las paredes del lugar donde se encuentra (e. g., una

botella completamente llena de agua y herméticamente sellada, colocada en un congelador, se reventará).

Actividad biológica. Las actividades de los organismos, entre ellos las plantas, los animales excavadores y los seres humanos, también llevan a cabo la intemperización. Los animales excavadores desplazan material fresco hacia la superficie, donde los procesos físicos y químicos pueden actuar con más efectividad. El efecto de los seres humanos es particularmente notable debido a las actividades de construcción.

Alivio de esfuerzos. La reducción de esfuerzos en un macizo rocoso causa fracturas. Por ejemplo, un batolito de varios kilómetros cúbicos de volumen, al ser expuesto y erosionado, sufre un alivio de esfuerzos (descarga), lo cual ocasiona una expansión de este material. La parte externa sufre una mayor expansión que la interna, por lo cual se desarrollará una grieta paralela a la superficie (exfoliación).

Gravedad. Las acumulaciones de fragmentos de roca al pie de un talud, por la acción de la gravedad, se denominan **taludes detríticos**. El declive del talud es aproximadamente el ángulo de reposo del material, por lo general entre 25° y 35° con la horizontal, que depende del tamaño y de la angulosidad de los fragmentos.

2.3. INTEMPERISMO QUÍMICO

El intemperismo químico descompone la roca, y da lugar a un suelo cuya constitución mineralógica es distinta de la que tenía la roca madre o material parental. La transformación química de la roca madre produce nuevas componentes mineralógicas que vienen a constituir materiales muy finos hasta coloides. El intemperismo químico tiene lugar en presencia del agua, la cual es el disolvente universal. La reacción de los minerales con el agua es, quizá, el cambio más importante mediante el que suceden las descomposiciones químicas.

Las principales reacciones de los minerales con el agua son:

Hidratación. Es la incorporación de agua a los minerales de una roca para formar nuevos minerales, principalmente hidrosilicatos e hidrófilos. Como ejemplo, tomemos el caso del cloruro de sodio NaCl, sal de mesa. Las moléculas de agua circundantes son polares, es decir, el oxígeno de la molécula tiene una pequeña carga negativa residual y el hidrógeno tiene una pequeña carga positiva. Entonces cuando las moléculas de agua entran en contacto con la sal común, sus extremos positivos se agrupan alrededor de los iones de cloro y sus extremos negativos se agrupan alrededor de los iones de sodio. Esto altera las fuerzas de atracción existentes y se liberan los iones en la solución acuosa. Otros ejemplos son la transformación de la anhidrita en yeso y la disolución del carbonato de calcio (CaCO_3).

Hidrólisis. La hidrólisis (*hydro*, agua; *lysis*, aflojamiento) es una importante reacción de descomposición en la meteorización de muchos minerales afectados por

la acción solvente del agua. En agua pura, algunas de las moléculas se disocian para formar iones de hidrógeno muy reactivos (H^+) e hidroxilo (H^-). Con la introducción de los iones de hidrógeno en la estructura cristalina, se destruye la disposición ordenada original de los átomos y se descompone el mineral. El producto más abundante de la descomposición química del feldespato potásico es un mineral de arcilla, la caolinita. Los minerales de arcilla son los productos finales del intemperismo y son muy estables en las condiciones que predominan en la superficie. Por consiguiente, los minerales de arcilla constituyen un porcentaje elevado del material inorgánico de los suelos.

Oxidación. Este término se refiere a cualquier reacción química en la cual un compuesto pierde electrones. El proceso de oxidación se produce cuando el oxígeno se combina con el hierro (Fe) para formar el óxido férrico. La oxidación del hierro progresa de forma muy lenta en un ambiente seco, pero aumenta enormemente con la adición de agua. La oxidación es importante en la descomposición de los minerales ferromagnesianos, como el olivino, el piroxeno y la hornblenda. La oxidación de la pirita, compuesto de hierro y azufre, lleva a la formación de ácido sulfúrico.

Carbonatación. El intemperismo es acelerado por la presencia de ácidos, los cuales incrementan la actividad de los iones hidrógeno del agua. La carbonatación es la disolución de la roca por agua que contiene una proporción considerable de dióxido de carbono (CO_2). Todas las aguas superficiales contienen una proporción variable de dióxido de carbono, lo que puede ser determinante en el caso de las calizas.

Por tanto, el suelo es un material que se desarrolla en respuesta a interacciones ambientales complejas entre diferentes partes del sistema Tierra. El suelo es una combinación de materia mineral y orgánica, agua y aire. La materia mineral está compuesta de roca desintegrada y descompuesta, así como de humus (materia orgánica producida por la descomposición de plantas y animales).

El ciclo de transformación de los materiales de la corteza terrestre se puede resumir en el diagrama que se presenta en la figura 2.2.

2.4. FACTORES QUE CONTROLAN LA FORMACIÓN DE SUELO

Los cinco factores principales que controlan la formación de suelo son:

1. La naturaleza de la roca madre. La fuente de la materia mineral meteorizada a partir de la cual se desarrolla el suelo se denomina **roca madre** o **materia parental** y es el factor fundamental que influye en la formación del suelo. La velocidad de meteorización depende del tipo de roca.

2. El clima (precipitación y temperatura). Se considera el factor más importante en la formación del suelo. Las variaciones de temperatura y de lluvia determinarán si predominará el intemperismo químico o el mecánico; también

influyen en gran medida en la velocidad y profundidad de la meteorización. La temperatura afecta la velocidad de las reacciones químicas, y actúa en la descomposición de la materia orgánica y en las actividades microbiológicas del suelo.

3. La biota (organismos vivos, vegetación y animales). Las plantas y los animales desempeñan un papel vital en la formación del suelo. Los tipos y la abundancia de organismos presentes tienen una fuerte influencia sobre las propiedades físicas y químicas de un suelo. Las plantas y los animales proporcionan materia orgánica al suelo, la cual al descomponerse induce la formación de ácidos orgánicos. Estos ácidos complejos aceleran el proceso de meteorización. La materia orgánica le proporciona al suelo una gran capacidad de retención de agua. Los microorganismos, entre ellos hongos, bacterias y protozoos unicelulares, desempeñan un papel activo en la descomposición de los restos vegetales y animales. El producto final es el **humus**, un material que ya no se parece a las plantas ni a los animales a partir de los cuales se formó.

4. La topografía (taludes). El relieve del terreno ejerce influencia sobre la composición química del suelo. Las diferencias de nivel del terreno afectan la distribución, retención y drenaje superficial, y consecuentemente, regulan su acción en el intemperismo del suelo. Debido a la topografía del terreno puede existir arrastre de partículas, las cuales se depositan en partes bajas e intervienen en la composición química del suelo.

5. El tiempo (periodos de exposición). Es un componente importante en la formación del suelo. La naturaleza del suelo se ve muy influida por la duración de los procesos que han estado actuando sobre él. Si el tiempo ha sido corto, el carácter de la roca madre determina en gran medida las características del suelo. Mientras más tiempo ha estado formándose un suelo, mayor es su grosor y menos se parece a la roca madre.



Figura 2.2. Ciclo de formación de suelos.

2.5. EL PERFIL DEL SUELO

En **edafología** o ciencia del suelo (basada en los principios de la física, la química y la biología), se considera como perfil del suelo la sección transversal vertical, dividida en cinco **horizontes** (figura 2.3). El horizonte O es la parte superior del perfil, un material completamente orgánico, el cual se compone de hojas y plantas parcialmente descompuestas, llamado humus. El horizonte A corresponde a la zona de eluviación o leixiviación (eliminación o arrastre de materiales) es decir, donde se produce el lavado y transformación de los minerales del suelo. En esta zona hay ausencia de minerales solubles. El horizonte B constituye la zona de iluviación o acumulación (de aporte o depósito de materiales), y se caracteriza por abundancia de minerales solubles y óxidos de hierro; el horizonte C, por roca madre parcialmente intemperizada, y el horizonte R, por roca madre no intemperizada.

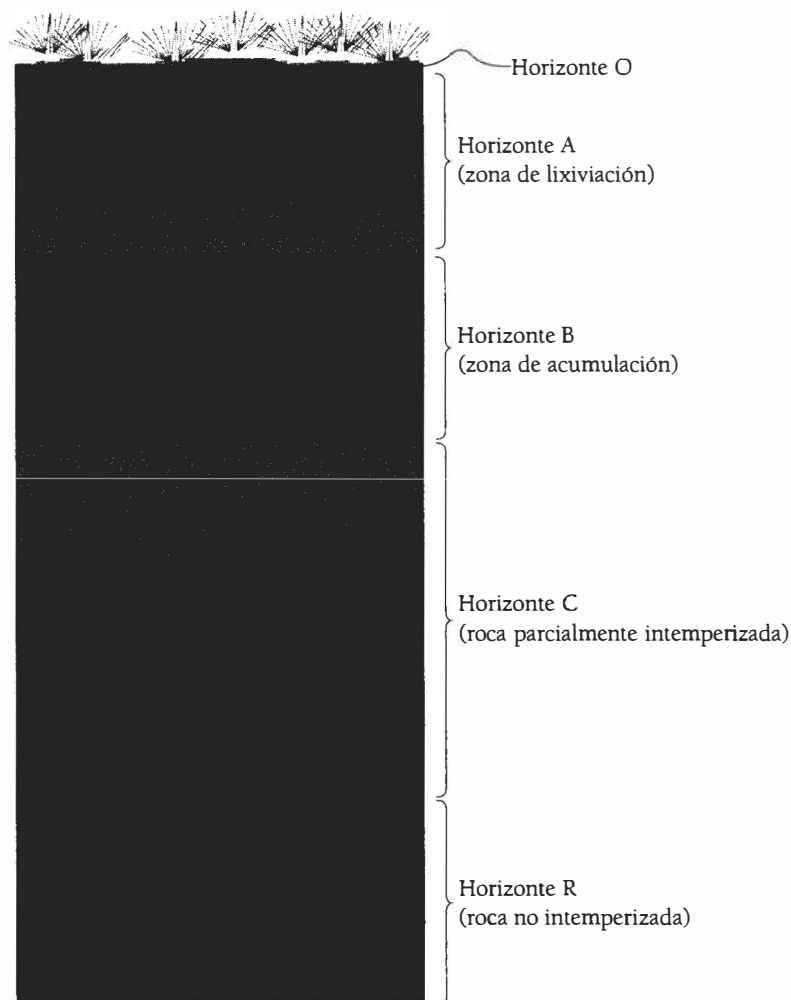


Figura 2.3. Perfil del suelo, que muestra los horizontes.

2.6. FORMACIÓN DE DEPÓSITOS NATURALES DE SUELOS

En general, puede decirse que los depósitos naturales de suelos que interesan al ingeniero civil presentan una extraordinaria variabilidad. Por tanto, debe evitarse considerar uniforme un depósito natural de suelo. El ingeniero civil debe conocer las características de los depósitos de suelo con objeto de predecir las condiciones desfavorables que se pueden presentar en un proyecto.

El producto del intemperismo puede permanecer en el sitio de origen, lo que da lugar a:

Suelos residuales → formados *in situ*

o experimentar erosión, transporte y depósito, lo cual origina:

Suelos transportados → suelos que se encuentran en un sitio diferente del sitio de origen.

Depósitos de suelos residuales

Son depósitos de suelos desarrollados *in situ* y poseen las características geomorfológicas relacionadas con el material parental. El grado de intemperismo y el balance entre intemperismo físico y químico depende principalmente del clima y de la roca madre; también ejercen influencia las condiciones de drenaje, la topografía y la vegetación. El intemperismo químico predomina en climas cálidos y húmedos. En general, la intemperización progresa de la superficie hacia abajo y el grado de intemperismo decrece con la profundidad.

Mitchell y Sitar (1982), así como Vaughan (1985), han identificado las principales características de los suelos residuales. La descomposición química del granito deja partículas intactas de cuarzo, en tanto que la acción del agua sobre los feldespatos y las micas produce minerales de arcilla. Lee y Coop (1995) informan sobre la composición de un sitio: cuarzo (33 %), feldespato (50 %), mica (9 %), caolinita (6 %) y esmectita (2 %); con un peso unitario de 17.13 kN/m³ y un contenido de agua de 7 %. Una granulometría gruesa bien graduada es característica de la descomposición del granito. La ausencia de erosión y transporte produce partículas angulares a subangulares con superficies rugosas.

Depósitos naturales de suelos transportados

Comúnmente, los tipos de depósitos naturales de suelos transportados se pueden agrupar en cinco clases de depósitos:

1. Depósitos de gravedad:
 - De abanicos aluviales.
 - De delta.
 - Lacustres.
2. Depósitos de glaciár:
 - Till
 - Depósitos de deshielo (outwash).
 - Morenas.
 - Fluvioglaciares.
 - Estratificados de contacto con el hielo.
 - De lago.
 - Glaciomarinos.
3. Depósitos aluviales:
 - De torrente.
 - De río o canal.
4. Depósitos eólicos:
 - Loess primarios.
 - Loess secundarios.
 - Dunas.
5. Depósitos marinos:
 - Sedimento terrígeno.
 - Arcilla pelágica.
 - Arcilla calcárea.
 - Arcilla silfca.

En la figura 2.4 se muestran en forma esquemática los procesos que dan origen a los tipos de depósitos naturales de suelos.

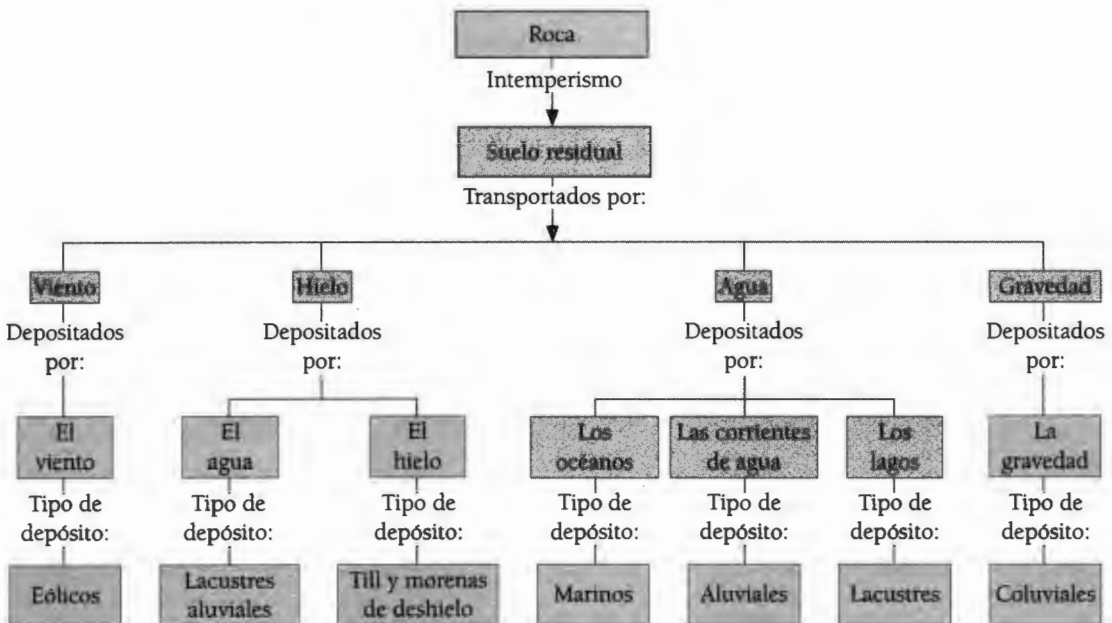


Figura 2.4. Tipos de depósitos naturales de suelo.

Depósitos de gravedad

Son depósitos generados por el desprendimiento, desde fragmentos hasta grandes masas de roca, transportados por la acción de la gravedad a posiciones más estables, como se aprecia en las figuras 2.5 a 2.7.

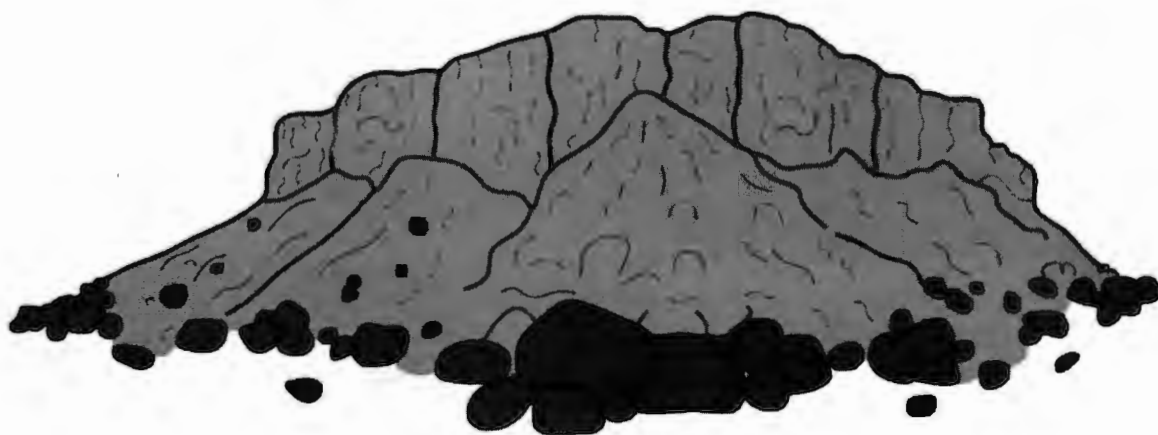


Figura 2.5. Depósito de gravedad.

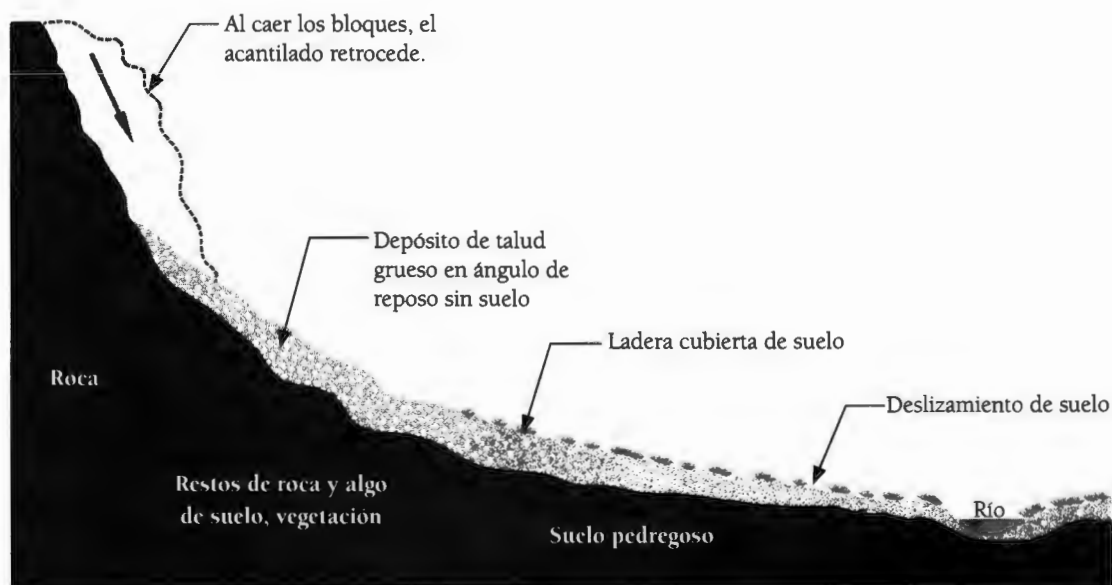


Figura 2.6. Depósito de gravedad.



Figura 2.7. Fotografías de depósitos de gravedad.

También reciben el nombre de **coluvión**. Estos depósitos son extremadamente heterogéneos con características de detritus. Se pueden subdividir en depósitos de **piemonte** y depósitos de **avalancha**. Estos últimos presentan movimientos por deslizamiento hasta de kilómetros.

Algunas propiedades de los depósitos de gravedad. El coluvión presenta una condición inestable, así que pueden producirse movimientos futuros, pendiente abajo. Los movimientos de la masa de fragmentos de roca pueden ser rápidos y repentinos (*rockslide*), intermedios, o movimientos imperceptibles (*creep*) del orden de centímetros por año. En cuanto a propiedades de resistencia, se han medido ángulos de fricción interna, ϕ , del orden de 28° a 31° .

Depósitos de glaciar

Están formados por materiales transportados y depositados por el hielo o por el agua de deshielo.

Un **glaciar** es una gruesa masa de hielo que se origina sobre la superficie terrestre por la acumulación, compactación y recristalización de la nieve. Un glaciar es, en realidad, una corriente de hielo, confinada por paredes rocosas escarpadas, que fluye valle abajo desde un centro de acumulación cerca de su cabecera (véase figura 2.8). En general, el trabajo de los glaciares es erosionar y alisar las partes elevadas de tierras altas y rellenar valles y depresiones. En consecuencia,

los glaciares continentales disminuyen la diferencia de relieve local y producen una topografía aplanada.

La nieve es la materia prima a partir de la cual se origina el hielo glaciar; por consiguiente, los glaciares se forman en áreas donde cae más nieve en invierno de la que se derrite durante el verano. La nieve sufre transformaciones hasta que se convierte en hielo glaciar.

El hielo se comporta como un sólido quebradizo hasta que la presión que tiene encima es equivalente al peso de 50 m de hielo. Una vez sobrepasada esta carga, el hielo se comporta como un material plástico y empieza a fluir.

A diferencia del flujo de las corrientes de agua, el movimiento de los glaciares no es evidente, es decir, es demasiado lento para poder observarlo, pero se aprecia fácilmente clavando una fila de estacas verticales a través del glaciar. En unos días, la recta se curva visiblemente en el sentido del avance del glaciar. Se han medido velocidades desde menos de 1 cm por día hasta de 2 m por día.



Figura 2.8. Glaciar.

El hielo es un agente de erosión y transporte sumamente importante, que forma depósitos con características hidráulicas y mecánicas muy singulares. Los glaciares erosionan el terreno de dos maneras: mediante arranque, desprendiendo bloques de roca e incorporándolos al hielo; y mediante abrasión en el lecho de roca, donde la roca pulverizada producida por la molienda glaciar se denomina **harina de roca**.

Los depósitos de glaciar son los más variables de todos los que han sido formados por la Naturaleza. Las regiones de glaciares se caracterizan por lomeríos de pendiente suave. El hielo excava rocas blandas y suelos, los transporta y los deposita (figura 2.9), lo cual da origen a:

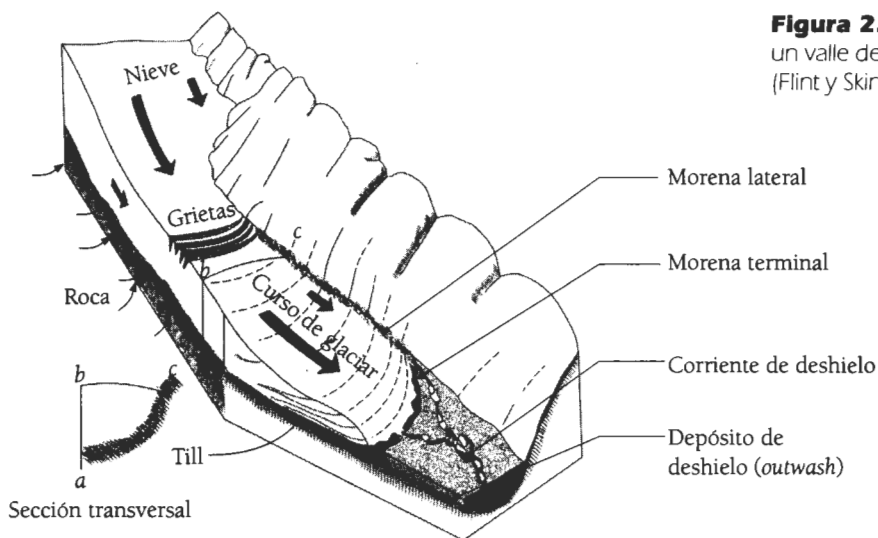


Figura 2.9. Características de un valle de glaciar y sus depósitos (Flint y Skinner, 1977).

Till. Sedimento heterogéneo no estratificado, depositado directamente por el glaciar, por tanto no está reciclado por las aguas de deshielo. Contiene desde grandes fragmentos de roca hasta abundante gravilla en una matriz arcillosa. El till es un depósito cuyas partículas de roca no están clasificadas de acuerdo con su tamaño y su peso, sino que yacen tal como fueron dejadas por el hielo. Presenta semejanza con los suelos coluviales, excepto que los fragmentos son más redondeados debido al transporte.

Depósitos de deshielo (outwash). Arena y grava depositada por las aguas de deshielo del glaciar, directamente enfrente de él.

Morenas. Son depósitos heterogéneos, no estratificados, depositados de manera directa por el glaciar (figura 2.10). Son excepcionalmente uniformes o extremadamente erráticos y se pueden clasificar en: frontales o terminales, de retroceso o de rescisión y laterales.

Depósitos estratificados de contacto con el hielo. Se les reconoce por cambios abruptos en el tamaño de los granos. Los cuerpos estratificados de contacto con el hielo se clasifican de acuerdo con su forma: *esker* (montículos alargados), *kames* (lomas y montículos pequeños) y *kettles* (depresiones o marmittas) (figura 2.11).

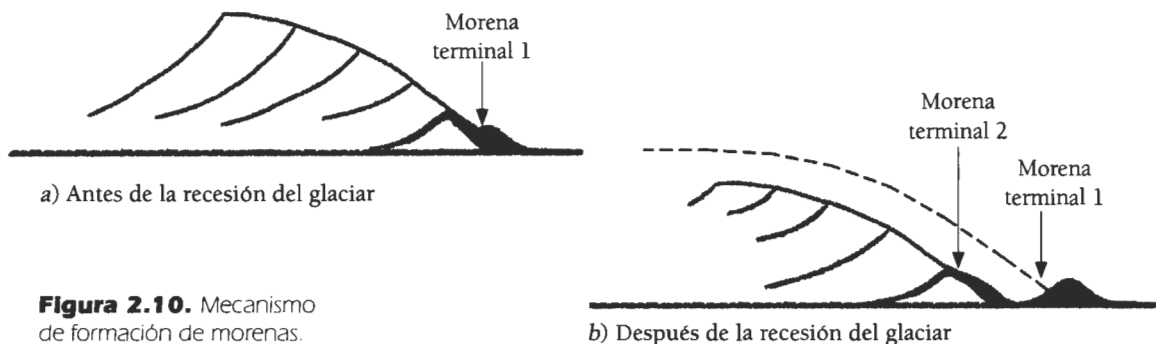


Figura 2.10. Mecanismo de formación de morenas.

Depósitos fluvioglaciares. Las aguas de fusión de los glaciares llevan enormes cantidades de grava, arena y limo, gran parte de las cuales se depositan sobre los lechos de las corrientes sobrecargadas de aluviones (sedimentos fluvioglaciares). Se componen de lentes de materiales gruesos y finos en estado denso o suelto (figura 2.12).

Depósitos de lago. La característica más común de los depósitos glaciares de lago es la extrema finura de los materiales: arcillas, limos y harina de roca. Los grandes depósitos de arcilla glacial poseen superficies prácticamente horizontales, y las arcillas se presentan a menudo varvadas o laminadas, es decir, en secuencias de láminas delgadas muy uniformes y recurrentes en forma inter-

Figura 2.11. Origen de estructuras dejadas por la desaparición del glaciar (Flint y Skinner, 1977).

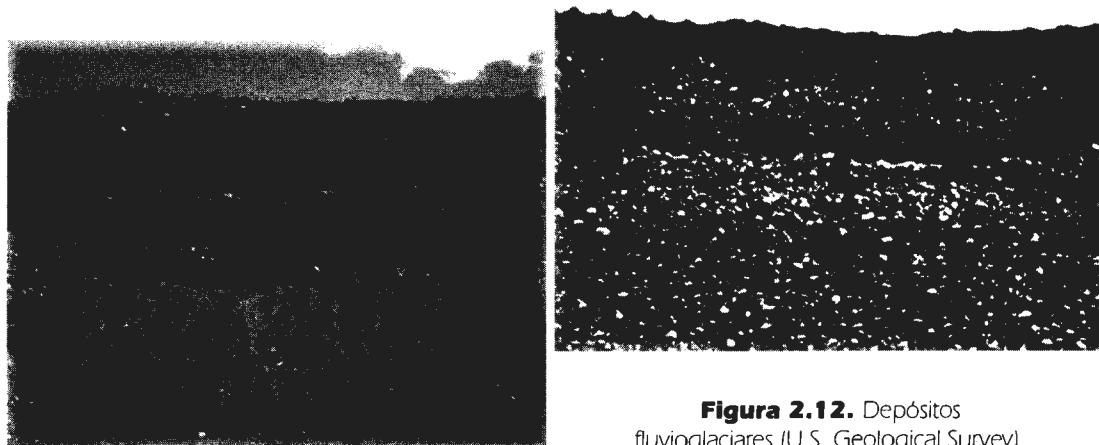
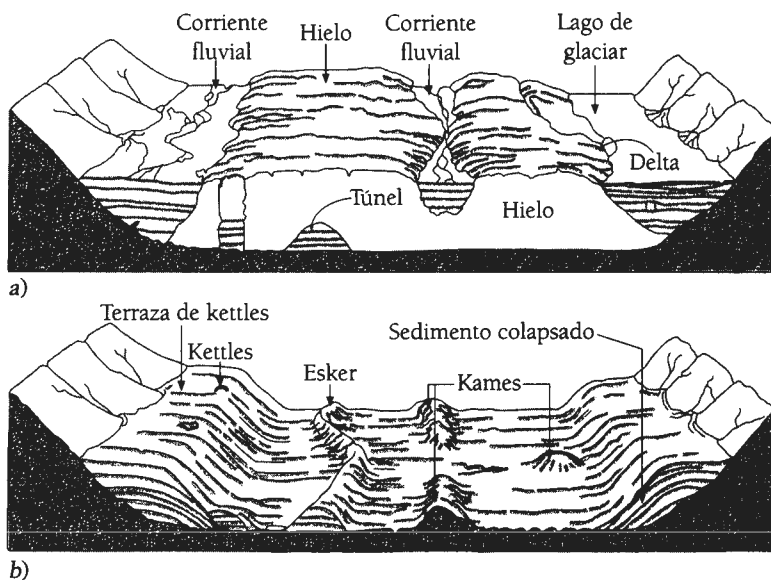


Figura 2.12. Depósitos fluvioglaciares (U.S. Geological Survey).

mitente de arcilla y limos (figura 2.13). Los espesores de cada lámina pueden variar desde 2 a 15 mm, los cuales se forman cuando el agua de fusión que llega al lago deposita su carga. Las partículas más pesadas, los limos, se depositan primero, y las arcillas se depositan más lentamente. Cada par de láminas corresponde a un año de depósito (figura 2.14).

Algunas propiedades de los depósitos de glaciar. La figura 2.15 presenta varios sondeos efectuados en un till, y la figura 2.16 muestra un sondeo realizado en el depósito de un lago de glaciar. La permeabilidad horizontal de una arcilla varvada (*varved clay*) es mayor que la vertical. La resistencia al esfuerzo cortante en la dirección vertical (perpendicular al plano de depositación) es mayor que a lo largo de éste.



Figura 2.13. Depósito de arcillas varvadas (U. S. Geological Survey).



Figura 2.14. Arcillas laminadas o varvadas (*varved clay*) características de un lago de glaciar (Jumikis, 1962).

Los proyectos de presas y sus vasos de embalse pueden resultar de alto riesgo debido a la permeabilidad errática en los depósitos de glaciar. La cimentación de construcciones ligeras no ofrece ningún problema.

Depósitos aluviales

Están formados por materiales transportados y depositados por las corrientes de agua.

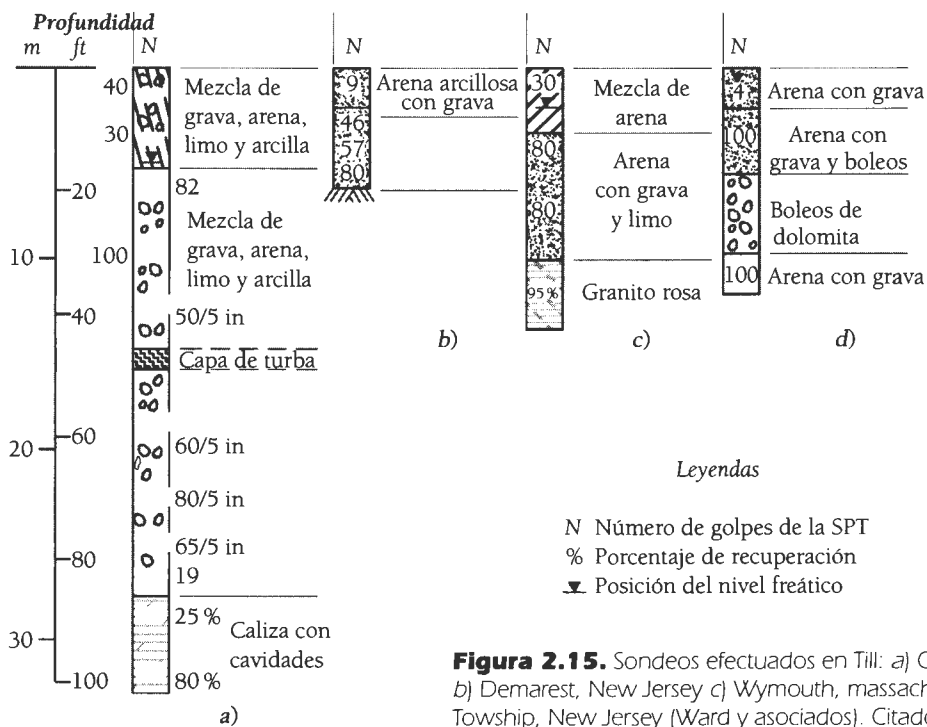


Figura 2.15. Sondeos efectuados en Till: a) Columbus, Ohio; b) Demarest, New Jersey c) Wymouth, Massachusetts; d) Edison Township, New Jersey (Ward y asociados). Citado por Hunt. 1984.

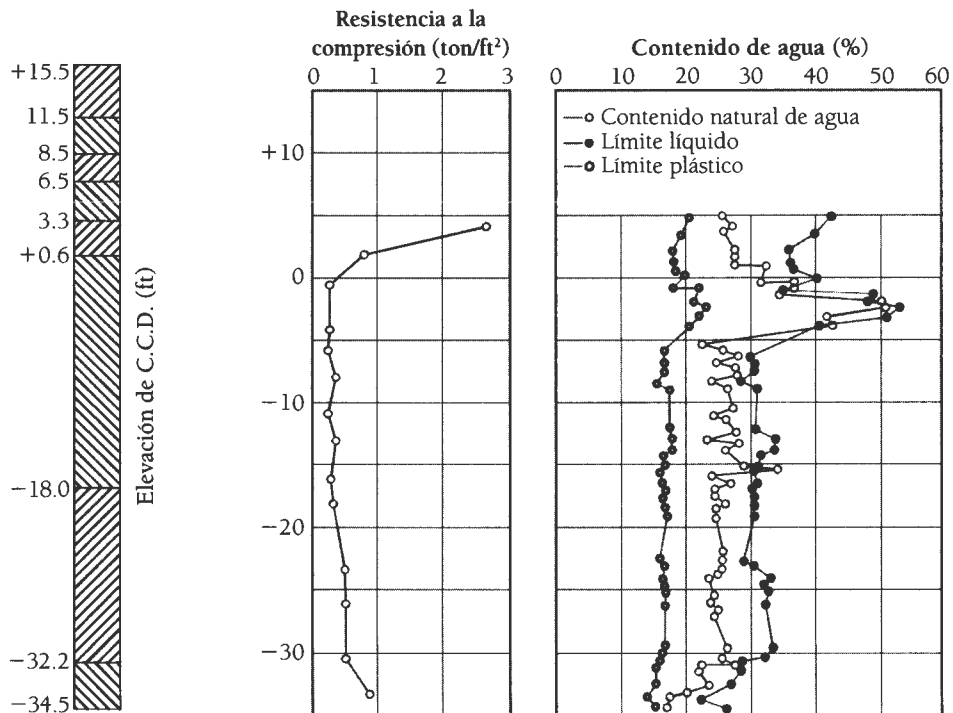


Figura 2.16. Perfiles comunes de un lago de glaciar (Peck y Reed, 1994).

El agua se evapora de los océanos a la atmósfera, se precipita sobre la superficie terrestre y fluye por los ríos y bajo la tierra de vuelta al mar. Cuando el volumen de lluvia es mayor que la capacidad de suelo para absorberla, el agua fluye libremente en la superficie del terreno. Se estima un volumen de escurrimiento, a nivel mundial, de aproximadamente 360 000 km³ en un año. Este volumen erosiona la superficie del terreno, razón por la cual se le considera el agente más importante que esculpe la superficie de la Tierra.

El **caudal o gasto** (m³/s) de una corriente de agua es la cantidad de agua (volumen) que atraviesa un determinado punto en una unidad de tiempo especificado. La carga máxima de sedimentos que una corriente es capaz de transportar se denomina **capacidad** (depende del caudal), en tanto que la **competencia** indica el tamaño máximo de grano que una corriente puede transportar (depende de la velocidad). Como regla general, la competencia de una corriente aumenta en un valor igual al cuadrado de su velocidad. Siempre que la velocidad de una corriente disminuye, su competencia se reduce, y los granos de sedimento se depositan en un orden definido por tamaños. Se denomina **selección** al proceso mediante el cual se separan los granos por tamaños. Este proceso explica por qué los granos de tamaño similar se depositan juntos.

Actividades geológicas de las corrientes. Con respecto a las corrientes de agua superficial, se distinguen las siguientes actividades geológicas:

- Erosión (acción hidráulica, abrasión y solución).
- Transporte.
- Depósito.

La **acción hidráulica** consiste en levantar y mover partículas sueltas por la fuerza inherente del flujo del agua. La **abrasión** es el rozamiento mecánico entre las partículas en movimiento y la roca firme del cauce. La **solución** tiene lugar cuando el agua de la corriente disuelve materia de los minerales que constituyen el lecho del río y de las partículas de roca que transporta.

Las corrientes transportan su **carga de sedimentos** de tres formas: en solución (carga disuelta), en suspensión (carga suspendida) y a lo largo del fondo del cauce (carga de fondo). La carga disuelta consta de minerales y sales; la carga en suspensión, por lo común de arcilla y/o limo; y la carga de fondo, generalmente de arena y grava (figura 2.17).

Los suelos transportados y depositados por el agua son **suelos aluviales**. Los suelos aluviales son semejantes en muchos aspectos a los suelos glaciares. Sin embargo, se aprecia un mayor grado de estratificación. El agua transporta y deposita las partículas dando origen a:

- **Depósitos de torrentes.** El agua de las tormentas intensas arrastra grandes cantidades de material grueso y los deposita a la entrada de los valles, lo que da lugar a conos de deyección.

- **Depósitos de río o canal.** Durante la época de inundaciones, una llanura completa puede ser cubierta por las aguas que se dirigen al mar. El agua deposita arcilla y limo, con lo cual se forman **llanuras aluviales** o **llanuras de inundación**. Casi todas las corrientes están flanqueadas por llanuras de inundación, y posteriormente el río labra su cauce en sus propios depósitos y forma terrazas (figura 2.18). Muchas ciudades están construidas sobre llanuras aluviales, lo que ofrece la ventaja de una base plana para la cimentación de edificaciones. Sin embargo, estas ciudades se inundan con certeza durante la abundancia de agua. Este tipo de depósito tiene una compacidad relativa y granulometría muy variable, que depende de la velocidad de flujo en los canales y de la naturaleza de los sedimentos, por tanto, no presenta una estratificación regular, con gran variación del peso unitario, y uniformidad de tamaño dentro de un mismo lente. En cauces maduros se lleva a cabo una transportación local, es decir, el río cava una margen y deposita el sedimento en la otra. A este tipo de depósitos se les denomina **meandros**, los cuales son curvas o recovecos en el cauce de una corriente y se encuentran tanto en las corrientes pequeñas como en los grandes ríos. Las **barras** o **bancos** son formaciones con apariencia de media luna creadas a la orilla de la curva convexa de un cauce.



Figura 2.17. Tipos de movimiento de partícula que transporta una corriente.

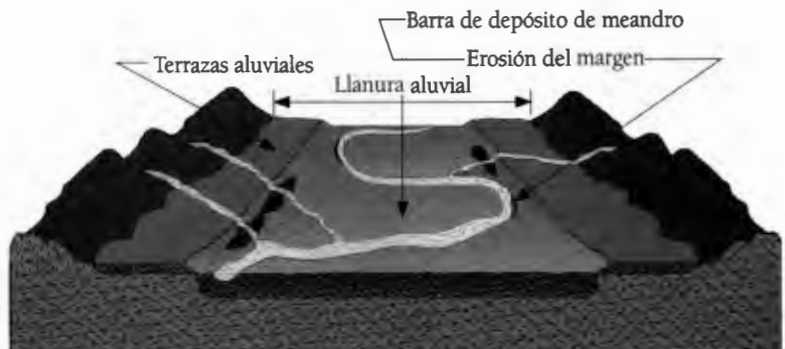


Figura 2.18. Meandros y depósitos de ríos.

La figura 2.19 muestra el modelo de un río. El canal se construyó en arena, con una irregularidad, que se ve al frente. El agua fluye según la dirección indicada por las flechas. El río comienza a desarrollar meandros después de tres horas. Después de seis horas los meandros se agrandan.

Depósitos de abanicos aluviales. Se forman normalmente donde una corriente fluvial de gradiente alto abandona un valle estrecho en terrenos montañosos y sale en forma repentina a una llanura amplia y llana o a un fondo de valle. La caída súbita de velocidad hace que la corriente libere de manera rápida su carga de sedimento en una acumulación que tiene la forma de cono o abanico. Casi siempre, el material grueso se deposita cerca del ápice del abanico, mientras que el material fino es transportado hacia el extremo opuesto (figura 2.20).

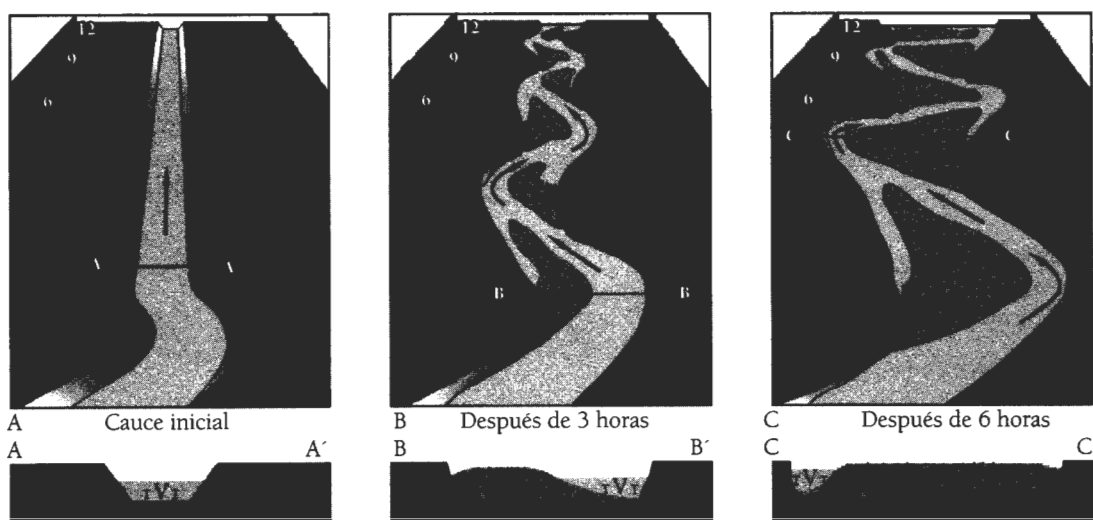


Figura 2.19. Modelo de laboratorio que muestra el desarrollo de meandros (Friedken, Waterways Experimental Station).

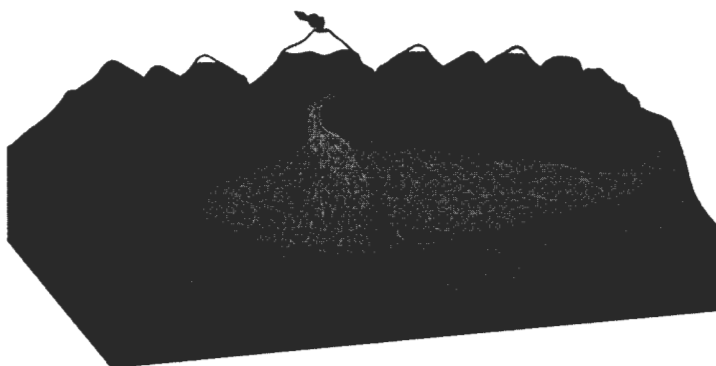


Figura 2.20. Abanico aluvial.

Depósitos de delta. Se forman cuando una corriente de agua entra a un lago o mar, experimentando un repentino cambio de velocidad, lo cual provoca la sedimentación de una gran parte de las partículas que trae en suspensión.

Depósitos lacustres. Los **lagos** son cuerpos de agua que se forman en cuencas o depresiones donde el agua se almacena y cuya vida dura unos cuantos miles de años, limitada por las condiciones climáticas y geológicas de su entorno, y desaparecen a causa de la erosión y la paulatina acumulación del sedimento en el lecho lacustre. Los lagos constituyen 1 % de la actual superficie terrestre. Los procesos de depósito que ocurren en los lagos son influenciados por condiciones climáticas y por una variedad de factores físicos, químicos y biológicos.

Los depósitos lacustres provienen principalmente de los ríos, y los sedimentos se depositan a lo largo de la ribera, particularmente en la desembocadura de los ríos, donde se forman abanicos aluviales o deltas, que se extienden al interior del lago (figura 2.21). Las gravas y arenas se depositan en las riberas, en tanto que los limos y las arcillas alcanzan el centro del lago. Su estratigrafía tiende a ser uniforme, con propiedades semejantes en grandes extensiones. Los lagos son propensos a llenarse de materia orgánica vegetal, que se descompone en turba.

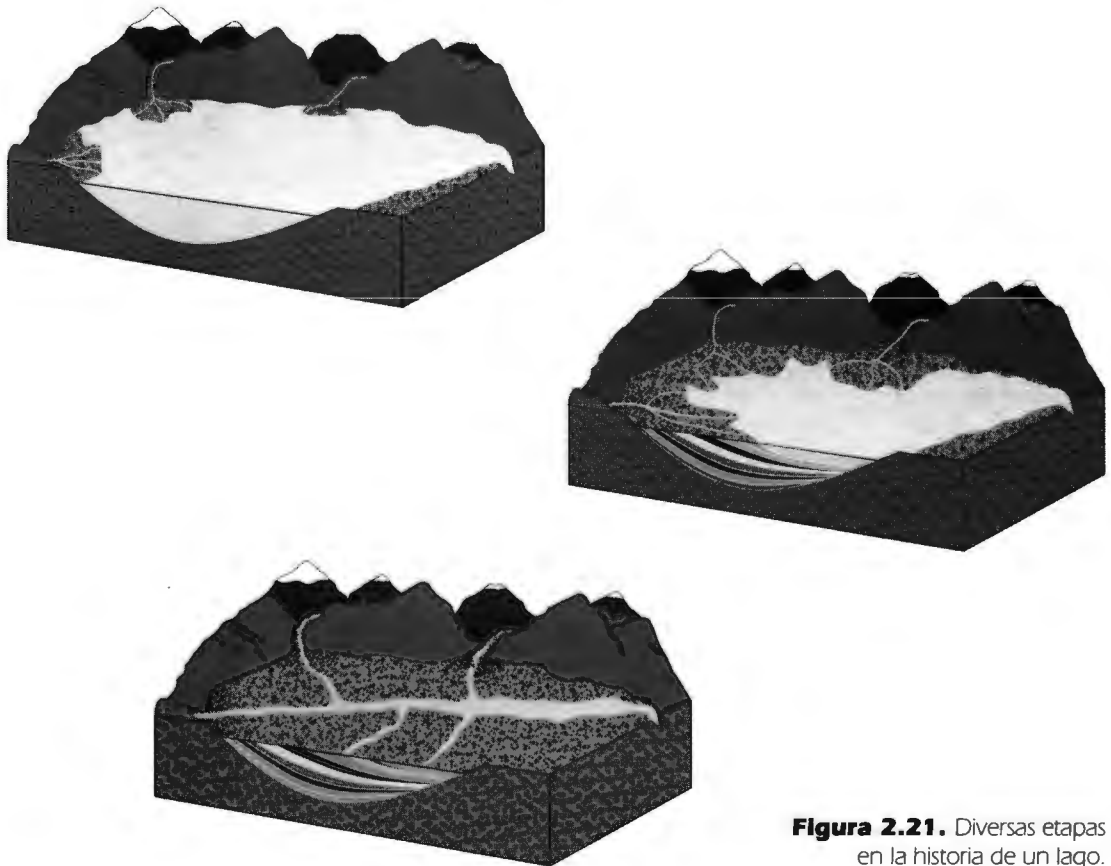


Figura 2.21. Diversas etapas en la historia de un lago.

Con el propósito de ilustrar algunas propiedades de los depósitos lacustres se presenta como ejemplo la cuenca en donde se localiza la Ciudad de México, la cual abarca 9600 km² y es predominantemente una planicie lacustre con una elevación promedio de 2250 m sobre el nivel del mar. La cuenca de México se cerró debido a la actividad volcánica, hace aproximadamente 700 000 años, lo cual dio origen a seis lagos (Zumpango, Xaltocan, Texcoco, México, Xochimilco y Chalco, figuras 2.22 y 2.23). En los periodos de gran precipitación pluvial se formaba un solo lago de aproximadamente 2 000 km². Los productos de la intemperización de rocas andesíticas, suelos residuales, gravas y arenas fueron erosionados y transportados hacia el lago. Otros constituyentes finos y ultrafinos de ceniza volcánica se depositaron también en el lago; la ceniza volcánica se transformó en minerales de arcilla (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1998).

Los sedimentos depositados en el antiguo lago son mezclas complejas de minerales cristalinos y no cristalinos que desafían una nomenclatura. Son sedimentos heterogéneos volcánico-lacustres con una proporción y variedad de microfósiles (ostrácodos y diatomeas).

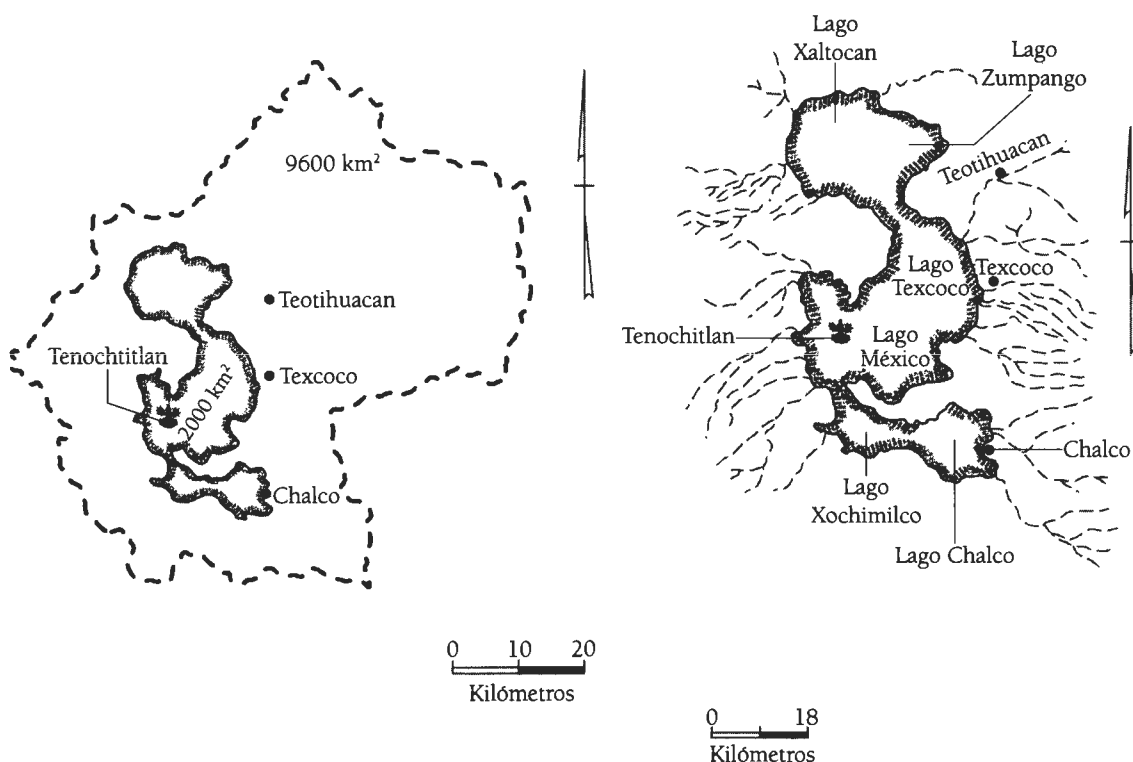


Figura 2.22. La cuenca de México y sus antiguos lagos (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1998).

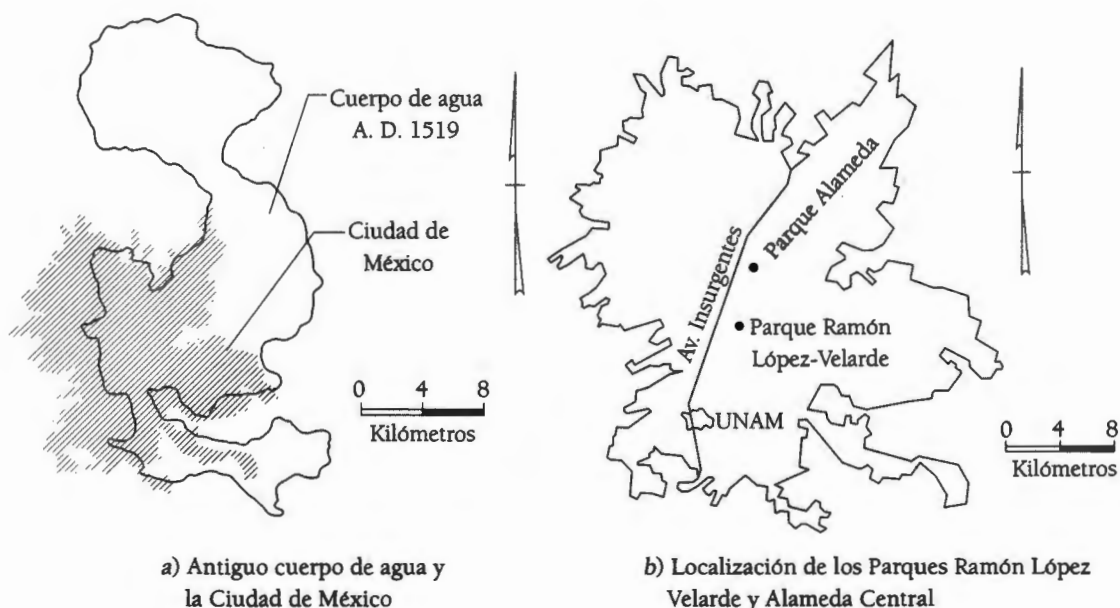


Figura 2.23. Localización de la Ciudad de México en el antiguo lago (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1998).

La figura 2.24 muestra perfiles de propiedades características de la zona del lago de la Ciudad de México.

Depósitos eólicos

Están formados por materiales transportados y depositados por el viento.

Las regiones secas del planeta abarcan alrededor de 42 millones de km², es decir, 30 % de la superficie terrestre. Dentro de estas regiones con déficit de agua, se reconocen dos tipos climáticos: el desierto (o árido) y la estepa (o semiárido)

Los desiertos tienen corrientes de agua efímeras, lo cual significa que transportan agua sólo unos pocos días o quizá unas horas al año. El aire en movimiento es capaz de elevar y trasladar granos a otros lugares. La **carga de fondo** llevada por el viento consta de granos de arena. El movimiento de los granos de arena empieza cuando el viento alcanza una velocidad suficiente para superar el peso de las partículas en reposo. La **carga suspendida** transportada por el viento se compone de granos de limo y partículas de arcilla.

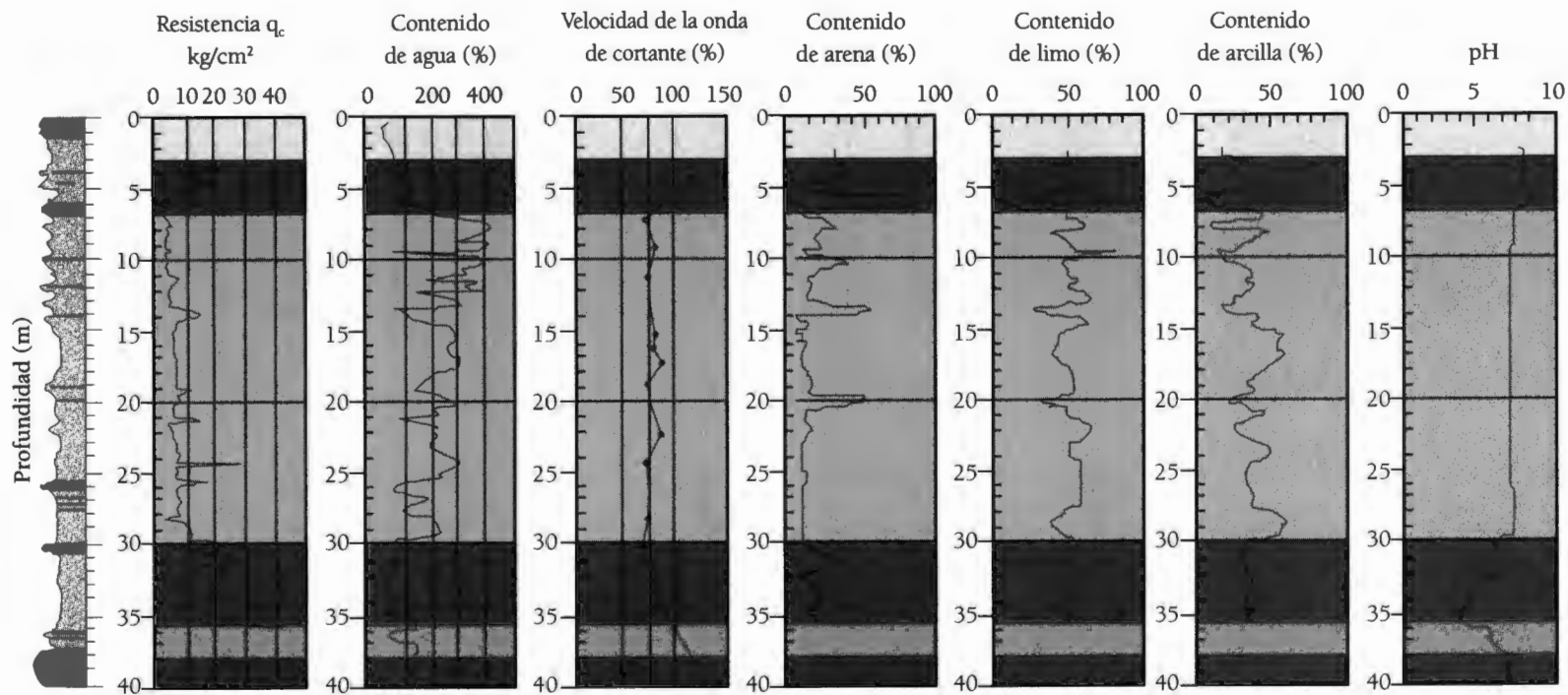


Figura 2.24. Perfiles de propiedades características de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1998).

Los depósitos eólicos son de lo más uniforme que se pueda encontrar en la naturaleza. El tamaño de las partículas está en relación directa con la velocidad del viento y la distancia a la fuente de suministro. Los depósitos eólicos son de dos tipos: dunas y loess.

- **Dunas.** Son montículos y colinas formados a partir de la carga de fondo. Las dunas están compuestas de arena suelta, que es transportada por el viento a baja altura cerca de la superficie del terreno y queda detenida por algún obstáculo (figuras 2.25 y 2.26).

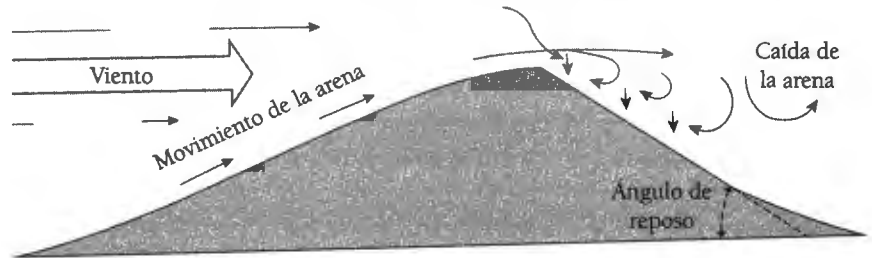


Figura 2.25.
Sección transversal de una duna de arena.



Figura 2.26.
Dunas de arena.

Estos depósitos se subdividen en:

- Barjanes.
- Dunas transversas.
- Dunas longitudinales.
- Dunas parabólicas.
- Dunas en estrella.

Loess. Son alfombras de limo con arcilla que se forman a partir de la carga suspendida. En general, los loess son materiales uniformes, que contienen entre 50 y 90% de tamaño de limo, poco compresibles en estado natural, pero pueden colapsar en presencia del agua.

Estos depósitos se subdividen en:

- **Loess primarios.** Son aquellos materiales transportados por el viento que permanecen en el mismo sitio donde fueron depositados originalmente y que han experimentado poca o ninguna descomposición química. Están constituidos en su mayor parte por partículas de limo.
- **Loess secundarios.** Son aquellos que después de su depositación han sido nuevamente transportados a corta distancia, o bien, han experimentado descomposición química profunda sin cambio de ubicación. Están formados en su mayor parte por partículas del tamaño de la arcilla.

Las **características de los loess** consisten en que los depósitos son de espesor variable y pueden encontrarse hasta de 65 m de altura, además, debido a la cementación se pueden efectuar cortes verticales (figura 2.27).



Figura 2.27. Camino cortado en Loess.

Algunas propiedades son:

- $\gamma_d = 1.15 \text{ ton/m}^3$.
- $G_s = 2.64$.
- $n = 49\%$.
- Permeabilidad horizontal mayor que la vertical.
- Alta compresibilidad al saturarse.

Depósitos marinos

El agua de los océanos está en constante movimiento. Los vientos generan corrientes superficiales. La Luna y el Sol producen mareas, las diferencias de densidades crean circulación y las olas transportan energía.

La acción de las olas y de las corrientes costeras en los mares forma playas y depósitos costeros, principalmente de arena y grava. El carácter salino del agua actúa como electrolito que facilita la floculación y la sedimentación de las partículas de suelo.

Los depósitos marinos tienen, en general, dos fuentes:

1. Sedimentos terrestres transportados por ríos, glaciares, viento y por fallas de los taludes que forman la costa.
2. Depositación marina de los restos orgánicos e inorgánicos de la vida marina y por la precipitación de soluciones sobresaturadas.

Las características topográficas del fondo del mar, en una forma muy simplificada, son las siguientes:

- **Plataforma continental.** Abarca los primeros 150 m y tiene una pendiente de 0.2 %.
- **Pendiente continental.** Tiene una pendiente del orden de 0.4 %, y profundidades comprendidas entre 1500 y 3500 m.
- **Elevación continental.** Tiene una pendiente del orden de 0.1 % y 1 %.

Las características generales de los sedimentos marinos son:

- Hasta 200 m de profundidad: arena, limo y arcilla.
- De 200 m a 1000 m de profundidad: limos y arcillas.
- Profundidades mayores de 1000 m: arcillas.

Las figuras 2.28 y 2.29 muestran perfiles de propiedades de suelos marinos.

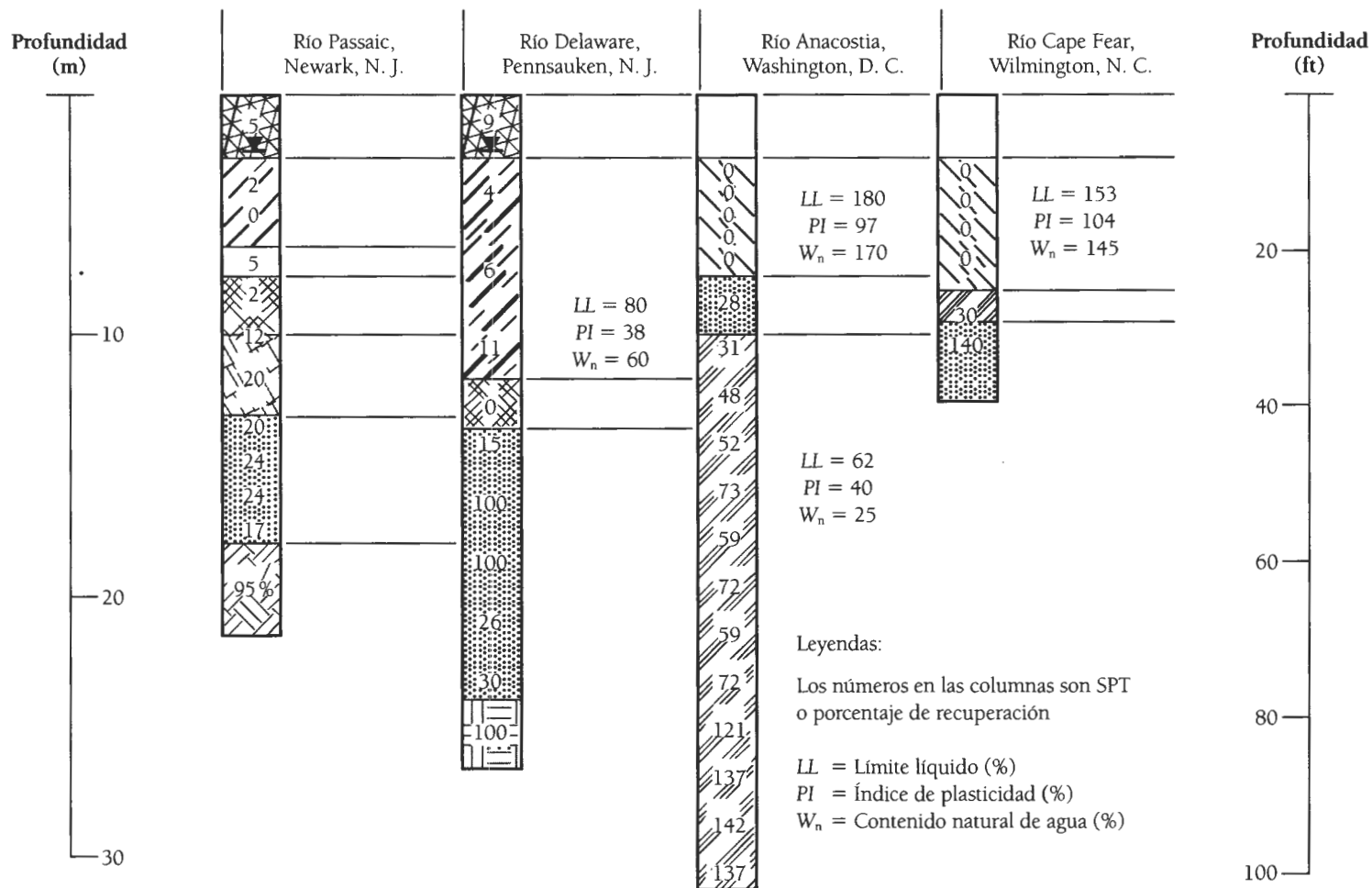


Figura 2.28. Sondeos en un estuario (Ward, 1972).



Figura 2.29. Propiedades de los suelos de un estuario (Simon et al., 1974).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- D'Appolonia, E., Alperstein, R. A. y D'Appolonia, D. J. (1969), Behavior of a Colluvial Soil Slope, *Proc. ASCE, Stability and Performance of Slopes and Embankments*, Nueva York: 489-518.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lozano-Santacruz, R., Dávila-Alcocer, V. M., Vallejo, E. y Girón, P. (1998), Physical, Chemical and Mineralogical Properties of Mexico City Sediments: a Geotechnical Perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, **35(4)**: 600-610 (1998).
- Fisk, H. N., Kolb, C. R., McFarlan, E. Jr., y Wilbert, L. J. Jr. (1954), Sedimentary framework of the modern Mississippi delta, Louisiana, *Journal of Sedimentary Petrology*, vol. **24(2)**: 76-99.
- Flint, R. F. y Skinner, B. J. (1977), *Physical Geology*, 2a. ed., Nueva York, John Wiley and Sons.
- Gilluly, J., Waters, A. C. y Woodford, A. O. (1964), *Principios de Geología*, Madrid. Aguilar.
- Hunt, R. E. (1984), *Geotechnical engineering investigation manual*, McGraw-Hill.
- Lee, I. K. y Coop, M. R. (1995), The Intrinsic Behavior of Decomposed Granite Soil, *Geotechnique*, **45**: 117-130.
- Mitchell, J. K. (1993), *Fundamentals of Soil Behavior*, Chapter 4: Soil Composition and Engineering Properties, 2a. ed., New Jersey, John Wiley and Sons, p. 41-83.
- Mitchell, J. K. y Sitar, N. (1982), Engineering Properties of Tropical Residual Soils, *ASCE Geotechnical Engineering Specialty Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils*, Hawaii, 30-57.
- Peck, R. B. y Reed, W. C. (1954), Engineering Properties of Chicago Subsoils, *University of Illinois Experimental Station Bull*, núm. 423.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. y Thornburn, T. H. (1967), *Foundation Engineering*, Nueva York. John Wiley and Sons.
- Simon, R. M., Cristian, J. T. y Ladd, C. C. (1974), Analysis of Undrained Behavior of Loads on Clays, *Proc. ASCE, Conference on Analysis and Design in Geotechnical Engineering*, Texas, vol. I: 51-84.
- Terzaghi, K. (1955), Influence of Geological Factors on the Engineering Properties of Sediments, *Economic Geology*, Fifteenth Anniversary Volume: 557-618.
- Vargas, M. (1953), Some Properties of Residual Clays Occurring in Southern Brazil, *Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Zurich, vol. I: 67-71.
- Vaughan, P. R. (1985), Mechanical and Hydraulic Properties of In Situ Soils. General Report Session 2, *Proc. 1st International Conference in Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*: 1-33.
- Ward, J. S. (1972), In-situ Pressuremeter Testing on Two Recent Project, *Soils*, J. S. Ward & Assoc. Caldwell, New Jersey, noviembre 5.

Capítulo 3

Composición de los suelos



3.1. INTRODUCCIÓN

Todos los materiales están compuestos por uno o más de los 118 elementos conocidos. Un **elemento** es la materia representada por un átomo en particular (un átomo cuyo núcleo tiene un número específico de protones), y que no se puede separar en otras más sencillas por medios químicos. Las características más importantes de los elementos son el número de electrones y la forma como éstos están arreglados alrededor del núcleo del átomo (estructura atómica).

En 1789, Antoine Lavoisier (1743-1794) compiló una lista de 23 elementos. En 1870 se conocían 65 elementos y ya en 1925 se habían descubierto 88. En la actualidad, se conocen 118 elementos. En 1869, Dimitri Mendeléiev (1834-1907) demostró que, cuando los elementos están dispuestos en el orden de masa atómica creciente, las propiedades similares se repiten periódicamente, y elaboró una tabla en la cual ubicó a los elementos en líneas horizontales, de tal modo que las propiedades similares aparecieran en columnas verticales, conocidas como *grupos* o *subgrupos*. Mendeléiev basó su arreglo en las **valencias**, el número que describe la capacidad de un elemento para combinarse con otros elementos.

La **tabla periódica de los elementos** (tabla 3.1) agrupa a 118 elementos conocidos. Se puede observar que cada secuencia horizontal de elementos mostrada en la tabla periódica termina con un gas. Estos gases son helio, neón, argón, criptón, xenón y radón, y debido a que no reaccionan, se conocen como *gases inertes* o *gases nobles*. Con la excepción del helio, el cual tiene dos electrones, todos los gases nobles tienen ocho electrones en su capa externa. Esta observación condujo al concepto de que la estructura más estable para un átomo es la que presenta ocho electrones en su capa externa.

Cuando los elementos forman un compuesto, siempre se combinan en la misma relación de masas. Esto significa que cada compuesto tiene una composición constante sin que importe cómo se obtiene o se prepara, esto es, siempre contendrá la misma proporción, por masa, de sus elementos constitutivos.

Tabla periódica de los elementos

		1.00794 H Hidrógeno 1		28.0855 Si Silicio 14 Configuración electrónica Número atómico		4.0026 He Helio 2 VIII	
		Metales		No metales		Gases nobles	
		I II		III IV V VI VII		VIII	
		6.941 Li Litio 3		9.01218 Be Berilio 4		10.811 B Boro 5	
		22.9897 Na Sodio 11		24.305 Mg Magnesio 12		12.0107 C Carbono 6	
		39.0983 K Potasio 19		40.078 Ca Calcio 20		14.0067 N Nitrógeno 7	
		85.4678 Rb Rubidio 37		87.62 Sr Estroncio 38		15.9994 O Oxígeno 8	
		132.905 Cs Cesio 55		137.327 Ba Bario 56		30.9737 P Fósforo 15	
		223 Fr Francio 87		226 Ra Radio 88		32.065 S Azufre 16	
		140.116 Ce Cerio 58		140.908 Pr Praseodimio 59		35.453 Cl Cloro 17	
		144.242 Nd Neodimio 60		150.36 Pm Prometio 61		39.948 Ar Argón 18	
		151.964 Eu Europio 63		157.25 Gd Gadolinio 64		20.1797 Ne Neón 10	
		162.5 Tb Terbio 65		164.930 Dy Disproseo 66		20.1797 Ne Neón 10	
		167.259 Er Erbio 68		168.934 Tm Terbio 69		20.1797 Ne Neón 10	
		173.054 Yb Iterbio 70		174.967 Lu Lutecio 71		20.1797 Ne Neón 10	
		223 Ac Actinio 89		226 Th Torio 90		226 Th Torio 90	
		231.036 Pa Protactinio 91		238.029 U Uranio 92		238.029 U Uranio 92	
		237 Np Neptunio 93		244 Pu Plutonio 94		244 Pu Plutonio 94	
		247 Am Americio 95		251 Cm Curcio 96		251 Cm Curcio 96	
		252 Bk Berkelio 97		257 Cf Californio 98		257 Cf Californio 98	
		257 Es Einsteinio 99		261 Fm Fermio 100		261 Fm Fermio 100	
		261 Md Mendelevio 101		265 No Nobelio 102		265 No Nobelio 102	
		265 Lr Lawrencio 103		265 Lr Lawrencio 103		265 Lr Lawrencio 103	

3.2. EL ÁTOMO Y SU ESTRUCTURA

El **átomo** se define como la unidad básica de un elemento que puede intervenir en una combinación química.

De manera muy simple, la estructura de un átomo se compone de un núcleo formado por **protones** (con carga positiva, pero con mayor masa que los electrones) y **neutrones** (con masa, pero sin carga); alrededor del núcleo están los **electrones**, que se mueven a grandes velocidades y tienen carga eléctrica negativa. Se denomina **número atómico, Z**, de un elemento al número de protones en el núcleo del átomo de un elemento. El número de neutrones varía en un elemento, y esto da origen a **isótopos**, los cuales son átomos con el mismo número atómico, pero con diferente número de neutrones. La identidad química de un átomo queda determinada por su número atómico. La **masa atómica, A** (denominada **peso atómico**), es la masa de un átomo en unidades de masa atómica. Una **unidad de masa atómica (uma)** se define como una masa exactamente igual a un doceavo de la masa de un átomo de carbono - 12.

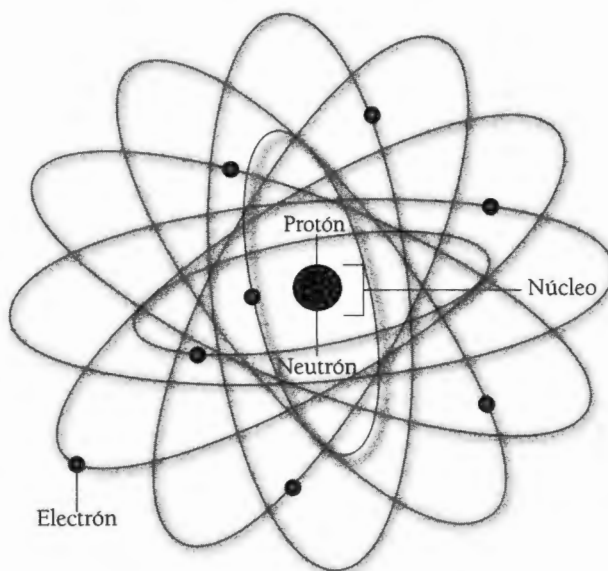
El núcleo de un átomo no se puede modificar mediante procesos químicos ordinarios, pero el átomo puede perder o ganar electrones. Los átomos o moléculas que han ganado o perdido electrones se llaman **iones negativos** (aniones) o **iones positivos** (cationes), respectivamente. Cada ion se representa por un símbolo seguido por un superíndice que señala el número de unidades de carga que transporta. De esta manera, Na^+ representa un átomo de sodio que ha perdido un electrón; S^{2-} uno de azufre que ha ganado dos electrones; O_2^+ es una molécula de oxígeno que ha perdido un electrón.

En un modelo muy sencillo (véase figura 3.1) se considera que los electrones se mueven sobre superficies esféricas con distintos radios (niveles de energía o capas), el nombre que reciben las trayectorias de los electrones se llama **orbitales atómicos**. Sobre una superficie orbital sólo puede circular un número específico de electrones. El primer nivel de energía se denomina 1s, el segundo 2s y 2p, el tercero 3s, 3p y 3d, y el cuarto 4s, 4p, 4d y 4f. La tabla 3.1 muestra el nombre del elemento, su símbolo, su número atómico y la configuración electrónica.

3.3. ENLACES ATÓMICOS

Los elementos se combinan entre sí para formar una amplia variedad de sustancias más complejas. La fuerza de atracción que une los átomos para formar moléculas se denomina **enlace químico**. ¿Cuáles son las fuerzas que enlazan a los átomos entre sí para formar las moléculas? La **valencia**, que es una medida de la capacidad de combinación de los átomos. Los **electrones de valencia** se llaman así porque generalmente intervienen en los enlaces atómicos debido a que se encuentran en la capa externa de los átomos.

Figura 3.1. Modelo simplificado de un átomo.



Los gases nobles o inertes, como el neón, el argón y el kriptón, tienen una capa electrónica externa de ocho electrones, condición que los hace estables (poco reactivos) desde el punto de vista químico. La **regla del octeto** dicta que los átomos se combinan para formar compuestos y moléculas con el fin de obtener la configuración electrónica estable de los gases nobles y, a la vez, la neutralidad eléctrica general.

Para satisfacer la regla del octeto, un átomo puede perder, ganar o compartir electrones con otro o más átomos. El resultado de este proceso es la formación de un pegamento eléctrico que une los átomos.

Los símbolos de Lewis son útiles para describir la formación de los enlaces químicos; se componen del símbolo químico del elemento y de puntos para representar a los electrones de valencia. Por ejemplo, el cloro:

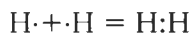


Enlaces primarios (de alta energía). Se realizan con los electrones de valencia, y unen átomos.

- **Enlace iónico.** Se debe a la atracción eléctrica entre cargas opuestas de cationes (+) y aniones (-). Por ejemplo, la atracción entre iones Na^+ e iones Cl^- da como resultado el compuesto iónico cloruro de sodio (sal de mesa). Es decir, un átomo de sodio cede su único electrón exterior a un átomo de cloro, el cual tiene un solo espacio en su capa externa, esto da por resultado una intensa atracción entre iones con carga opuesta.



- **Enlace covalente.** En los enlaces covalentes se comparten uno o más electrones entre dos núcleos, con objeto de completar sus órbitas exteriores. Los electrones exteriores circulan a ambos átomos y los unen en un solo paquete. Los enlaces covalentes son muy fuertes.



- **Enlace metálico.** En los enlaces metálicos, los electrones de valencia no pertenecen a un núcleo en particular, son libres de moverse de un ion a otro sin romper el mecanismo de enlace. Los electrones de valencia móviles actúan como “pegamento eléctrico”. El enlace metálico es el responsable de la elevada conductividad eléctrica de los metales.

Enlaces secundarios (de baja energía). Son relativamente débiles, y unen moléculas.

- **Enlace de Van der Waals-London.** Se debe al movimiento de los electrones en sus órbitas, lo cual induce campos eléctricos, capaces de interactuar con el campo eléctrico de otros átomos, que originan fuerzas de atracción.
- **Enlace hidrógeno.** Una molécula es eléctricamente neutra. Sin embargo, el centro de gravedad de las cargas positivas y negativas puede no coincidir, lo cual da lugar a un dipolo (*e.g.*, la molécula de agua).

En una forma muy simple:

1. Los enlaces iónicos y covalentes se encuentran en los minerales de arcilla, y tienden a proporcionar malas propiedades de conducción eléctrica y térmica.
2. Los enlaces de Van der Waals se encuentran en los minerales de arcilla, y son muy importantes en el comportamiento de las arcillas.
3. Los enlaces metálicos se encuentran en los metales, y tienden a proporcionar ductilidad y buenas propiedades de conducción eléctrica y térmica.

3.4. MINERALOGÍA

Cuando un enlace químico une dos o más elementos en proporciones definidas, la sustancia se denomina **compuesto**. La mayoría de los minerales son compuestos químicos. La **mineralogía** es la ciencia que estudia los minerales. Un **mineral** es un material natural inorgánico con una estructura interna ordenada y una composición química definida. El estudio de los minerales abarca tres aspectos fundamentales: estructura cristalina, características físicas y propiedades químicas.

Un cristal se compone de átomos dispuestos en un modelo tridimensional que se repite periódicamente. El conocimiento de la estructura cristalina de un cristal sirve para la identificación del mineral, así como para explicar sus propiedades físicas que, en gran parte, dependen del modo como se hallan ordenados los átomos y las moléculas de que consta. La forma cristalina externa es la expresión aparente del arreglo interno de los átomos.

Las principales características físicas que sirven para identificar los minerales son las siguientes:

- Forma cristalina.
- Peso específico.
- Dureza.
- Raya.
- Brillo y exfoliación.
- Fractura.

El análisis químico de los minerales puede ser bastante complejo, salvo cuando se trata de resolver una duda relativa a una cuestión simple. En ciertos casos, el análisis químico no basta por sí mismo para identificar un mineral, como lo ilustran el diamante y el grafito, cuya composición química es idéntica, pero con estructura cristalina diferente.

Se conocen más de 4 000 minerales, aunque sólo ocho elementos constituyen 98 % (en peso) de la corteza continental. Estos elementos son: oxígeno (46.6 %), silicio (27.7 %), aluminio (8.1 %), hierro (5.0 %), calcio (3.6 %), sodio (2.8 %), potasio (2.6 %) y magnesio (2.1 %).

Los minerales se dividen en clases principales con base en su composición:

- Sulfuros.
- Haluros.
- Óxidos.
- Carbonatos.
- Sulfatos.
- Silicatos.

3.5. MINERALOGÍA DE LAS ARCILLAS

Los suelos están constituidos por partículas de diferente tamaño (*e.g.* fracciones: arcilla, limos, arenas, gravas, etc.), y cada fracción de tamaño contribuye con diferentes propiedades. En general se le presta mucha atención a la fracción gruesa, pero muchos de los problemas de la ingeniería práctica se relacionan con la fracción fina de los suelos.

El término “arcilla” tiene diferentes significados. Para evitar falta de claridad en el uso del término, se debe hacer la distinción entre “tamaño arcilla” (partículas menores de 0.002 mm) y “minerales de arcilla” (material resultado del intemperismo químico de la rocas con propiedades de alta plasticidad).

Los **minerales de arcilla** son sílico-aluminatos hidratados con una forma cristalina y una estructura molecular relativamente complejas. Las investigaciones han demostrado que estos minerales están constituidos por dos tipos de láminas:

- **Lámina silícica.** La unidad básica silícica (SiO_4^{4-}) con una carga menos 4 está formada por un átomo de silicio, rodeado de cuatro de oxígeno. El conjunto está organizado en forma de tetraedro (figura 3.2a). La distancia O-O es de 2.55 Å, lo cual deja un espacio interior de 0.55 Å, en el que un átomo de silicio de 0.5 Å de radio cabe sin causar distorsión. Los tetraedros se agrupan en unidades hexagonales con un átomo de oxígeno de enlace entre cada tetraedro, lo cual origina la formación de una lámina silícica con un espesor de 4.93 Å (figura 3.2b).

a) Unidad básica silícica (tetraedro).

b) Lámina silícica.

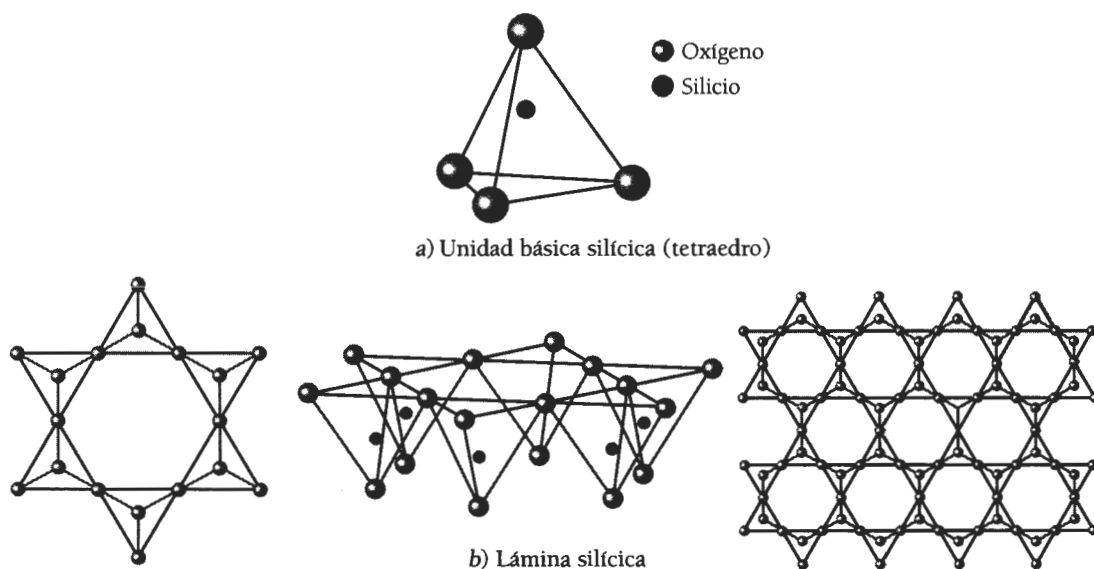
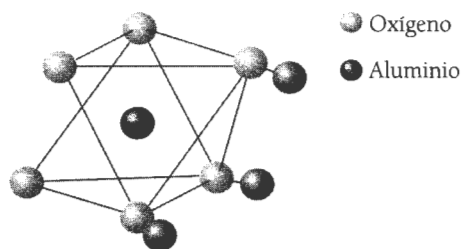
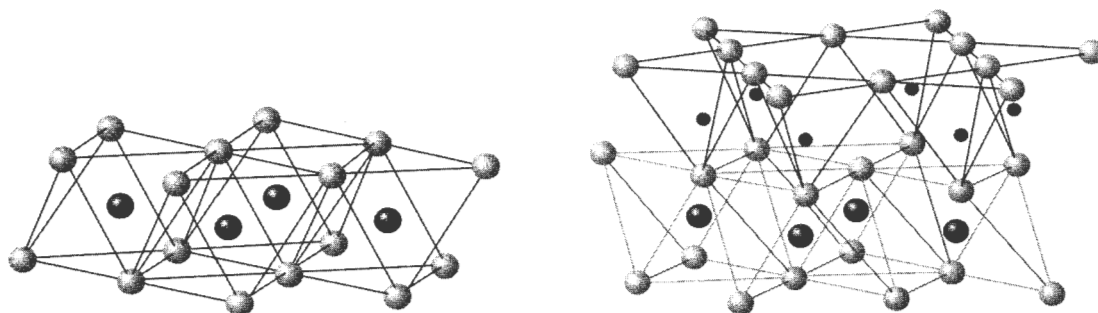


Figura 3.2. Unidad y lámina silícica.

- **Lámina aluminica.** La unidad básica aluminica $[\text{Al}_2(\text{OH})_6]$ está formada por un átomo de aluminio y seis de oxígeno o hidróxidos. Alrededor de él se dispone el conjunto en forma de octaedro (figura 3.3). Al agruparse los octaedros con un átomo de oxígeno como nexo entre ellos, se forma una lámina aluminica con un espesor de 5.05 Å.



a) Unidad básica aluminica (octaedro)



b) Lámina aluminica

Figura 3.3. Unidad lámina aluminica.

De las distintas combinaciones de estas dos capas y de los diferentes cationes y aniones que las forman, resulta la gran variedad de los minerales arcillosos. Los minerales de arcilla se clasifican en tres grupos principales:

1. **Caolinitas (*kaolinites*)**. Están formadas por una unidad silícica y una unidad aluminica, con estructura 1:1 (figura 3.4a). Estas unidades se repiten indefinidamente hasta formar una red o malla. Su composición química general se expresa mediante la fórmula:



La caolinita es un mineral abundante en los suelos, estable y resistente a la penetración del agua, y no está sujeta a expansión cuando se satura con agua. Un cristal típico de caolinita puede tener entre 70 y 100 capas de espesor. La haloisita (*halloysite*) es un mineral de la familia de las caolinitas.

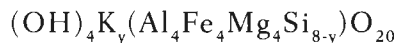
2. **Montmorillonitas (*montmorillonites*)**. Están constituidas por una unidad aluminica entre dos unidades silícicas, con estructura 2:1, lo cual forma una lámina de montmorillonita (figura 3.4b). Su composición química se expresa mediante la fórmula:



La liga entre dos láminas es débil y da como resultado un material poco estable, de manera especial en presencia del agua, lo cual induce expansión. La bentonita pertenece a la familia de las montmorillonitas, y usualmente se forma a partir de la intemperización de las cenizas volcánicas.

- a) Unidad básica alumínica (octaedro).
- b) Lámina alumínica.

3. Illitas (*illites*). Están compuestas de manera similar que las montmorillonitas en lo referente a las unidades básicas, con estructura 2:1 (figura 3.4b), pero son diferentes en su composición química:



La estructura básica de la illita consiste de una lámina octaédrica (gibbsite) entre dos láminas silíceas.

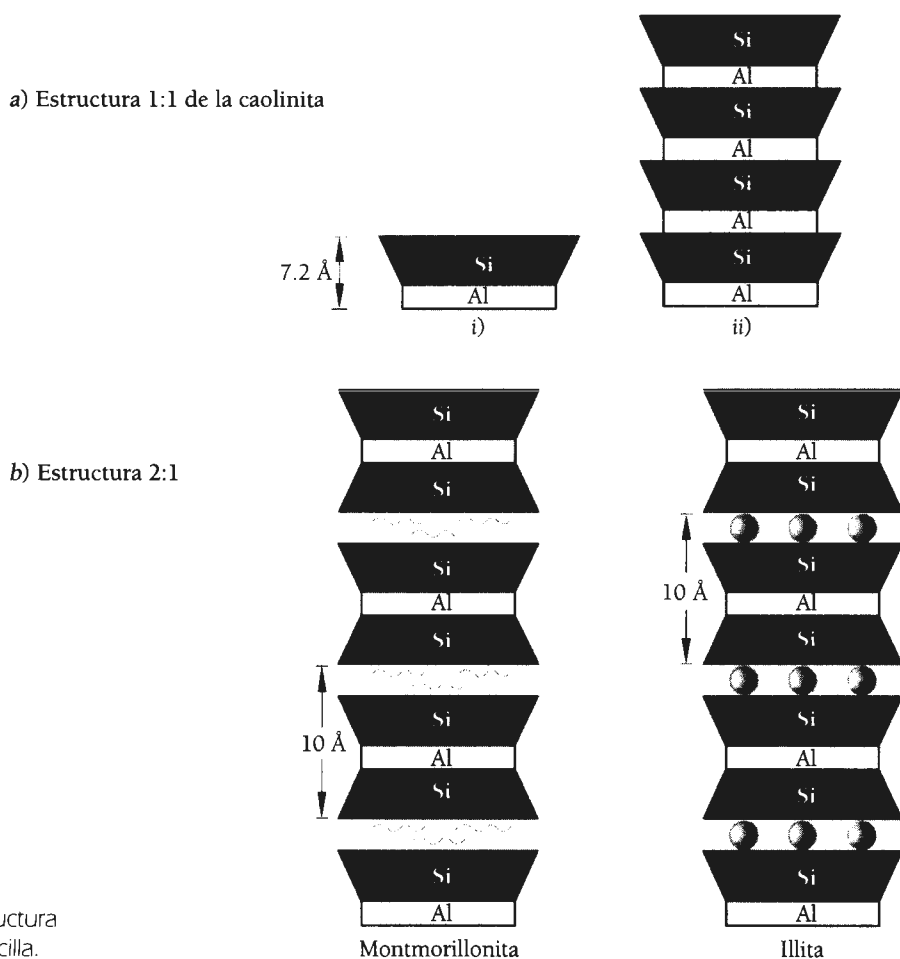


Figura 3.4. Estructura de minerales de arcilla.

La doble capa eléctrica de agua de una partícula de arcilla

Cuando una partícula de arcilla se coloca dentro de agua, los átomos de su superficie son predominantemente oxígenos o hidroxilos. La carga negativa de la superficie de la partícula de arcilla atrae con fuerza las moléculas de agua (dipolos) o los cationes, y forman una capa de agua altamente orientada, conocida como **capa de agua adsorbida** o **capa de Stern** (figura 3.5).

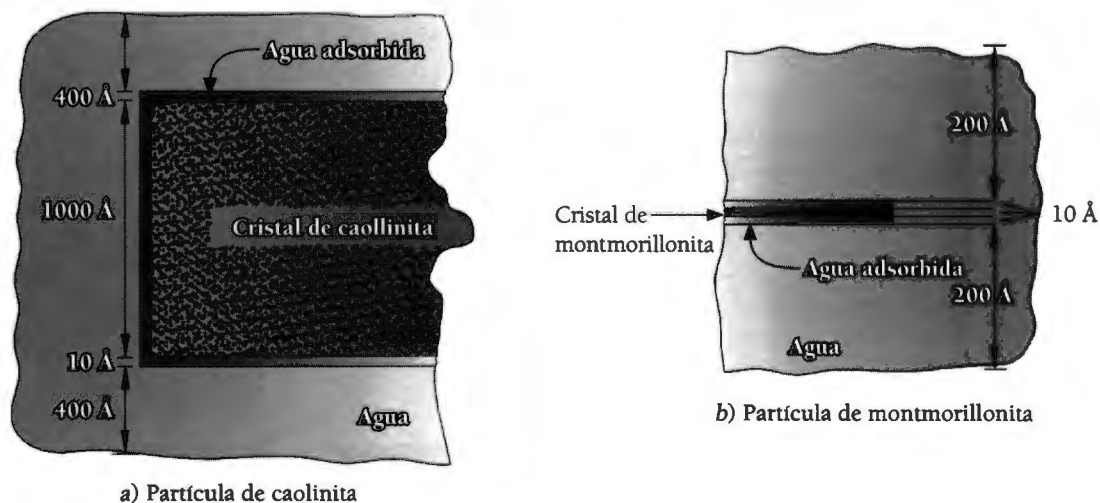


Figura 3.5. Sistema arcilla-agua (Lambe, 1958).

La partícula de arcilla puede adsorber más de una capa de agua. Sin embargo, la distancia entre la superficie y las moléculas de agua y de los iones disueltos en ella va aumentando y, como consecuencia, la fuerza de atracción va decreciendo hasta llegar a una distancia donde el agua tiene propiedades de agua normal. A la distancia entre la superficie de la partícula de arcilla y el agua normal se denomina **doble capa difusa**.

La estructura y las propiedades del agua adsorbida por la partícula de arcilla son inciertas, pero dos características son bien conocidas: la estructura del agua adsorbida es diferente a la del agua ordinaria, y la estructura no es la del hielo.

Cuando dos partículas de arcilla en una suspensión se aproximan, sus doble capas difusas empiezan a interferir y se generan fuerzas de repulsión, cuya magnitud depende de la concentración del electrolito. La figura 3.6 muestra tres curvas de repulsión en función de la separación de las partículas y de la concentración del electrolito. Si la concentración es baja, las fuerzas de repulsión son altas, y si la concentración es alta, las fuerzas de repulsión son bajas. En la figura también se observan las fuerzas de atracción Van der Waals.

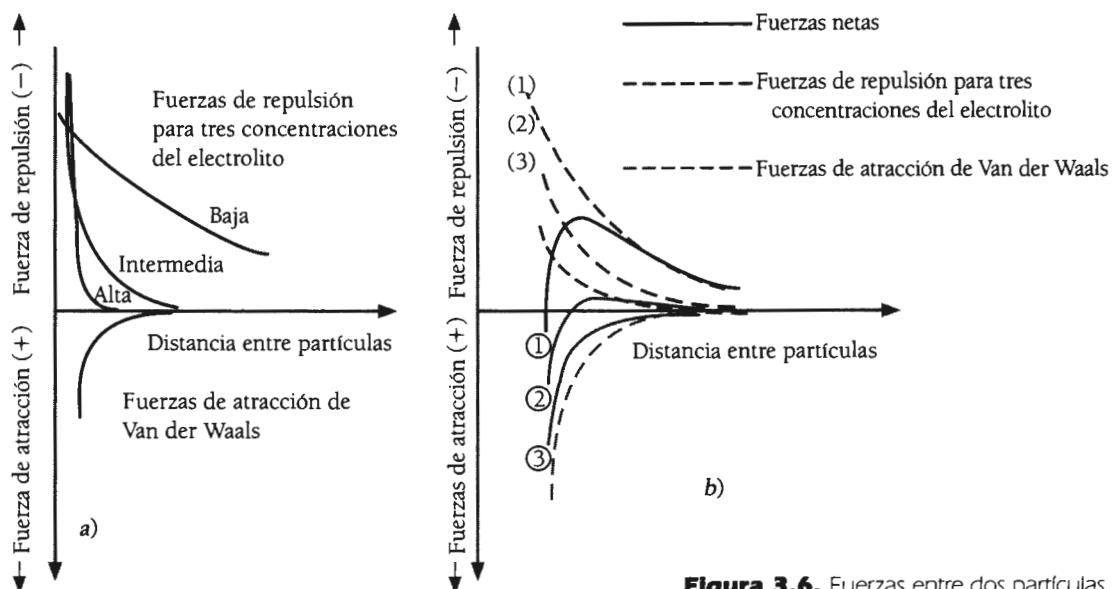


Figura 3.6. Fuerzas entre dos partículas de arcilla (Van Olphen, 1991).

La figura 3.7 explica los fenómenos de floculación (agregación) y dispersión en las partículas de arcilla en suspensión. Si la resultante de las fuerzas de atracción y repulsión entre dos partículas de arcilla es de atracción, ambas partículas floculan.

Un decrecimiento del espesor de la doble capa difusa reduce la repulsión eléctrica y causa floculación, mientras que un aumento de la doble capa difusa disminuye la atracción eléctrica y provoca dispersión.

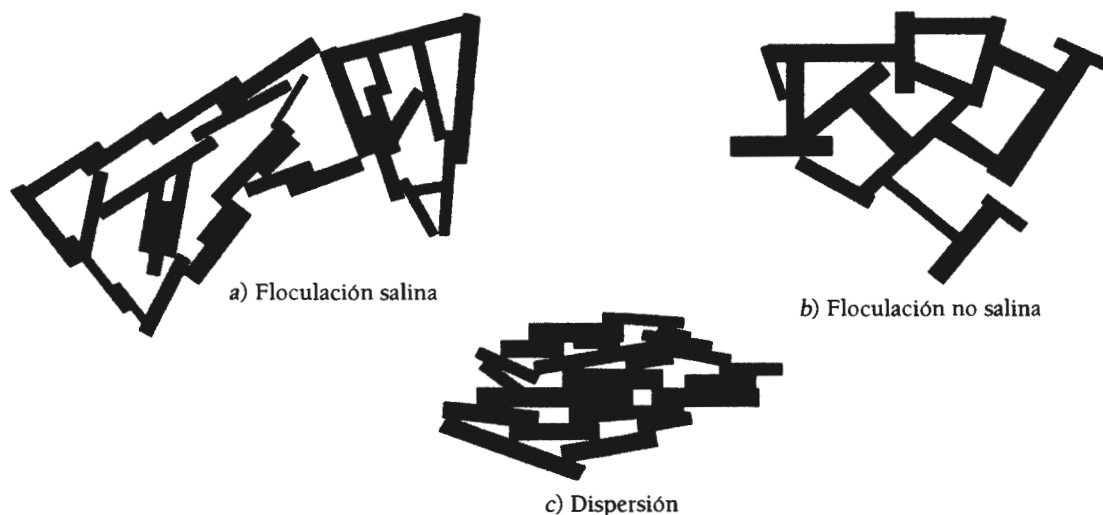


Figura 3.7. Estructuras sedimentadas (Lambe, 1958).

3.6. DETERMINACIÓN DE LA COMPOSICIÓN DE LOS SUELOS

No hay un método único para identificar los minerales que contiene una muestra de suelo. Esto se debe, en parte, a que en una muestra de suelo la presencia de un mineral interfiere con la identificación de otro. Sin embargo, el uso combinado de los métodos de identificación permite llegar a conclusiones cuantitativas respecto a su composición. Los métodos con que se determina la composición de los suelos son los siguientes:

1. Difracción de rayos X.
2. Análisis térmico diferencial.
3. Espectroscopía de infrarrojo.
4. Microscopio electrónico de barrido.
5. Microscopio electrónico de transmisión.
6. Microscopio de fuerza atómica.

Difracción de rayos X

La **difracción** es el fenómeno por el cual las ondas (*e.g.*, la luz), así como los electrones, pueden desviarse de su trayectoria rectilínea y contornear obstáculos. Es decir, cualquier desviación de la luz que no sea reflexión o refracción se llama difracción.

Las estructuras cristalinas se determinan usando la difracción de los rayos X. El arreglo atómico de las estructuras cristalinas se deduce de observaciones de los rayos X difractados por los planos de átomos en el mineral, con base en los principios de la física óptica. Los rayos X son parte del espectro electromagnético, están situados en la región de las ondas cortas ($0.01 < \lambda < 100\text{\AA}$) y son comparables con la luz visible, pero con una longitud de onda 5 000 a 10 000 veces menor.

Cuando un haz de rayos X pasa a través de un sólido cristalino, cada átomo en el haz dispersa parte de la radiación. Las ondas dispersadas de los diferentes átomos interfieren unas con otras. La interferencia de las ondas puede ser constructiva o destructiva. Un instrumento moderno de rayos X es capaz de trazar un mapa del padrón, de difracción de un cristal y, a partir de dicho padrón, deducir el arreglo de los átomos que produjeron la difracción.

En 1913, los científicos ingleses William y Lawrence Bragg encontraron que los patrones de difracción se pueden interpretar si se consideran las capas de átomos de los cristales como planos de reflexión.

Imaginemos un sólido donde los planos de los átomos están separados por una distancia d , como se muestra en la figura 3.8. Los rayos X que inciden

están en fase en AB. La onda ACA' se dispersa, o se refleja por un átomo en la primera capa de átomos del sólido. La onda BEB' es reflejada por un átomo en la segunda capa. Si estas dos ondas están en fase en A'B', la distancia extra, cubierta por BEB, debe ser un número entero, múltiplo de la longitud de onda, λ . En la figura, la distancia extra DEF, es 2λ . Ahora se observa que el triángulo CDE es un triángulo rectángulo. Utilizando trigonometría, se puede demostrar que la distancia DE es $d \sin \theta$, donde d es la distancia entre los planos de átomos y θ es el ángulo entre la onda incidente y el plano de átomos. Como la distancia DEF es el doble de DE, se tiene:

$$DEF = 2\lambda = 2d \sin \theta$$

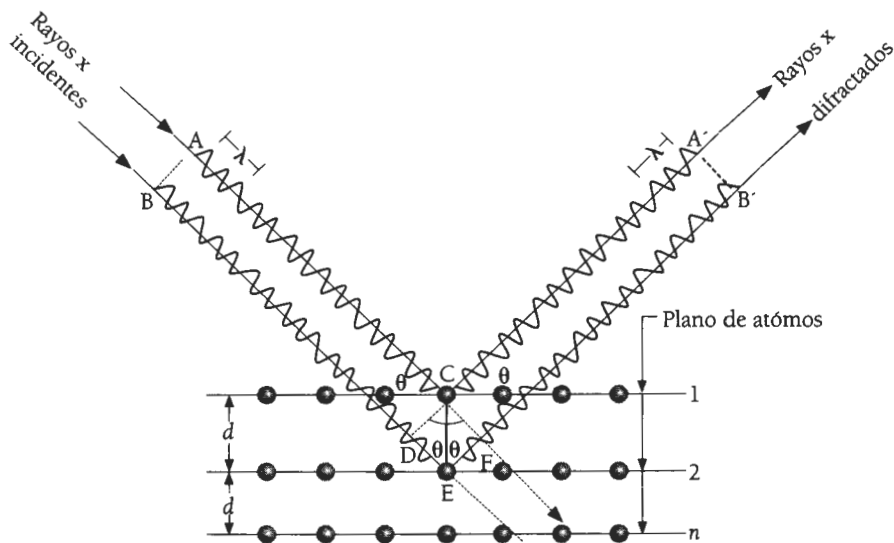


Figura 3.8. Difracción de rayos X en un cristal.

Se puede demostrar que la ecuación general para la interferencia constructiva es:

$$n\lambda = 2d \sin \theta$$

donde $n = 1, 2, 3,$

Esta relación se conoce como la **ley de Bragg**, la cual permite la determinación de la distancia entre los planos a partir de una longitud de onda conocida y de los valores de θ , determinados experimentalmente y en los cuales se efectúa la interferencia constructiva. Los Bragg fueron galardonados con el Premio Nobel de Física en 1915 por su trabajo pionero.

Procedimiento

El método de identificación de minerales por difracción de rayos X consiste en reducir a polvo un mineral que pase la malla 325. Cuando un haz de rayos X pasa a través del polvo en los granos orientados al azar, existirán algunos con orientaciones adecuadas para producir la difracción de rayos X desde cada grupo de planos con un espaciamiento d característico. Si se registran los ángulos de difracción, los espaciamientos d pueden calcularse y disponerse en secuencia con las intensidades relativas de los haces, también indicadas. La figura 3.9 presenta las gráficas obtenidas (**difractogramas**) para los tres grupos de arcillas.

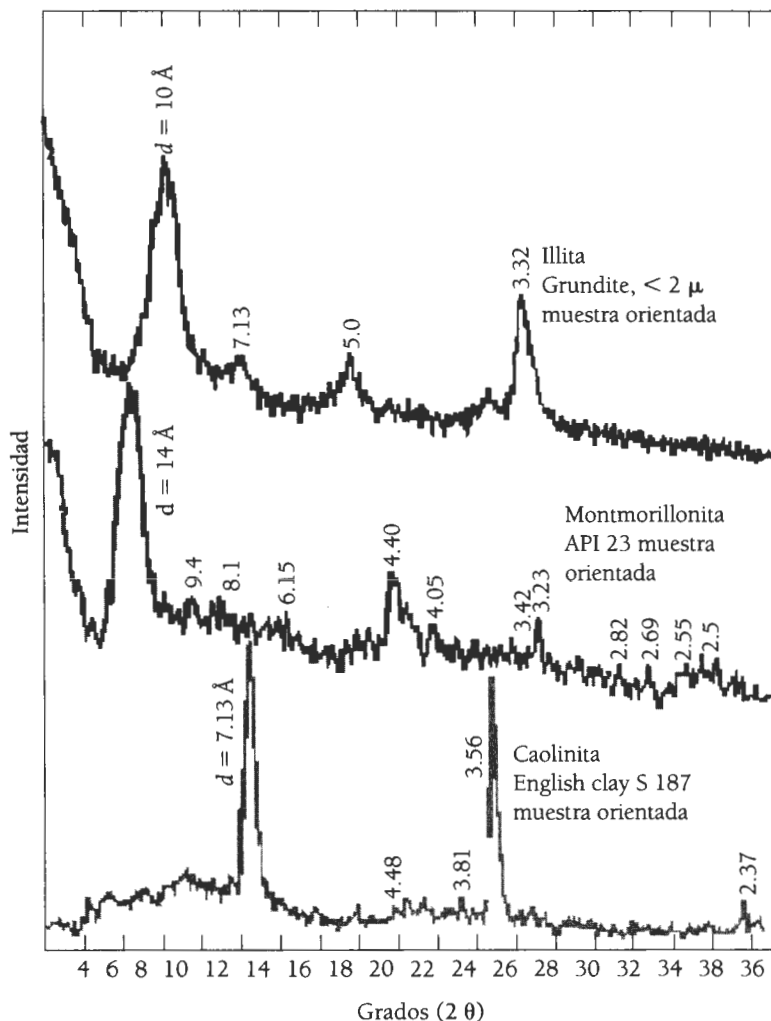


Figura 3.9. Difractograma caolinita, illita y montmorillonita (Yong y Warkentin, 1972).

Análisis térmico diferencial

Bajo la denominación de **análisis térmico** se engloban un conjunto de técnicas analíticas que estudian el comportamiento térmico de los materiales. La mayor parte de estos cambios se pueden estudiar si se mide la variación de distintas propiedades de la materia en función de la temperatura.

Los minerales de arcilla contienen hidroxilos y moléculas de agua unidos a la red cristalina con diferente energía. La temperatura necesaria para eliminar estas moléculas, la pérdida de peso que experimenta una sustancia o la energía son características que se usan con propósitos de diagnóstico. El **análisis térmico diferencial** (DTA: *differential thermal analysis*) consiste en la determinación del calor absorbido o desprendido (endotérmico o exotérmico) por una muestra de suelo al experimentar cambios físicos o químicos cuando ésta se somete a un proceso de elevación de temperatura. El fundamento del DTA se conoce desde fines del siglo XIX, siendo Le Chatelier quien en 1887, en un horno de combustión de diseño propio, obtuvo la primera curva termodiferencial de una arcilla.

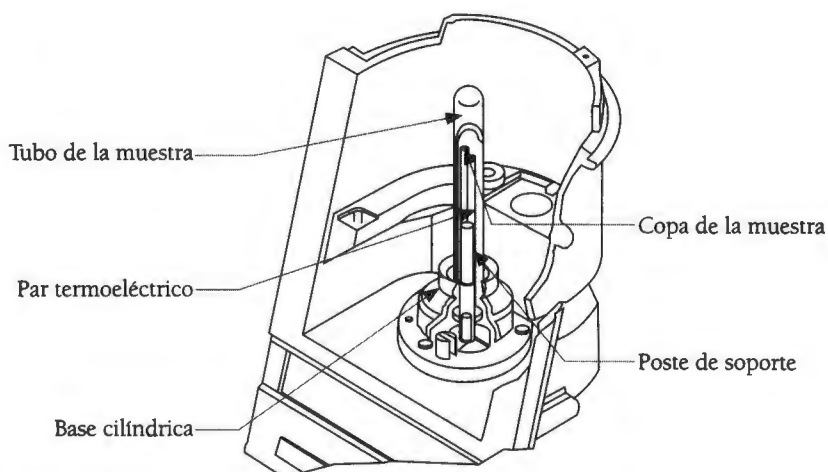
Si se calientan dos sustancias bajo las mismas condiciones, una capaz de experimentar cambios con la temperatura y otra térmicamente inerte, se establecerá una diferencia de temperaturas entre ellas. La diferencia de temperatura entre la muestra de prueba que experimenta cambios físicos o químicos y el material inerte se debe esencialmente a:

- **Reacciones endotérmicas**, en las que se absorbe calor durante la reacción; en las arcillas, tales reacciones se deben a la evaporación del agua de hidratación.
- **Reacciones exotérmicas**, en las que el material cede calor durante la reacción; tales efectos se producen en la combustión de compuestos orgánicos, la oxidación de sulfuros, el desarrollo de nuevas fases cristalinas, la nucleación, la recristalización y otros.

Un aparato de DTA consta de cuatro partes (figura 3.10):

1. Unidad de calentamiento. Se compone de un horno eléctrico capaz de calentarse entre 0 y 1200 °C. Los hornos se calientan con velocidades comprendidas entre 5 a 50 °C por minuto.
2. Unidad de control y programación. Esto se realiza mediante una unidad computarizada.
3. Unidad portamuestras y portaelementos.
4. Unidad de registro.

Figura 3.10. Esquema y fotografía de equipo de análisis térmico diferencial.



Procedimiento

En un horno se calientan dos sustancias bajo las mismas condiciones, una capaz de experimentar cambios con la temperatura y otra térmicamente inerte (óxido de aluminio Al_2O_3). En tanto se produce alguna reacción se establece una diferencia de temperatura (dT) entre ellas. Tal diferencia (dT) se mide como una función de la elevación de temperatura (T) del portamuestras.

El horno se calienta mediante un control automático a una velocidad de 10 a 15 °C/min hasta 1500 °C. La temperatura del horno se registra en el eje horizontal de una gráfica, y la diferencia de temperatura (dT) entre la muestra y el material inerte se registra en el eje vertical. La gráfica obtenida (figura 3.11) se denomina **termograma**, que es una huella digital de la muestra en estudio.

El DAT es un método simple, rápido y de costo bajo. Es útil como criterio de diagnóstico en sustancias que no pueden ser analizadas por otros métodos, como la difracción de rayos X; por ejemplo, los minerales no cristalinos del suelo.

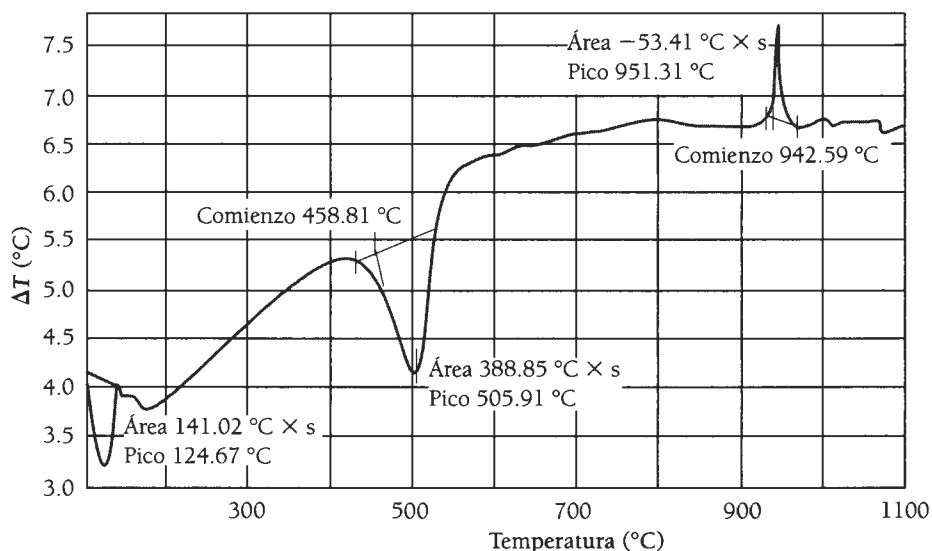


Figura 3.11. Termograma de haloisita.

Espectroscopia de infrarrojo

La **espectroscopia de infrarrojo** (*IR spectroscopy*) es la rama de la espectroscopia que trata con la parte infrarroja del espectro electromagnético. El espectro de IR resultante de la absorción de frecuencias definidas es una característica del mineral que, según Farmer (1968), no sólo sirve como huella digital de identificación, sino que también, en algunos casos, proporciona información sobre la estructura y naturaleza de los constituyentes isomórficos, la diferencia entre el agua molecular y los OH estructurales, y el grado de regularidad estructural, además de información sobre la familia de minerales con la cual se relaciona un mineral conocido y los cambios en el espectro por efecto de moléculas adsorbidas en la arcilla. El objetivo de la espectroscopia de infrarrojo radica en identificar la fracción arcillosa de los suelos, en particular las denominadas arcillas “amorfas”.

La frecuencia a la que un grupo atómico vibra depende principalmente: de las masas relativas de los átomos y de las fuerzas interatómicas. Si las moléculas de un tipo específico no se irradian con radiación infrarroja de frecuencia o longitud de onda continua, puede haber frecuencias de radiación que correspondan a una frecuencia molecular característica y entonces aparece una banda.

La energía de la radiación hace vibrar a la molécula y la radiación es absorbida por ella. El espectro de un compuesto con frecuencias continuas de infrarrojo muestra valores para los cuales la radiación es absorbida, y estos valores corresponden a frecuencias de vibración de la molécula. La figura 3.12 presenta un ejemplo de espectrograma de IR para una muestra del suelo de la Ciudad de México.

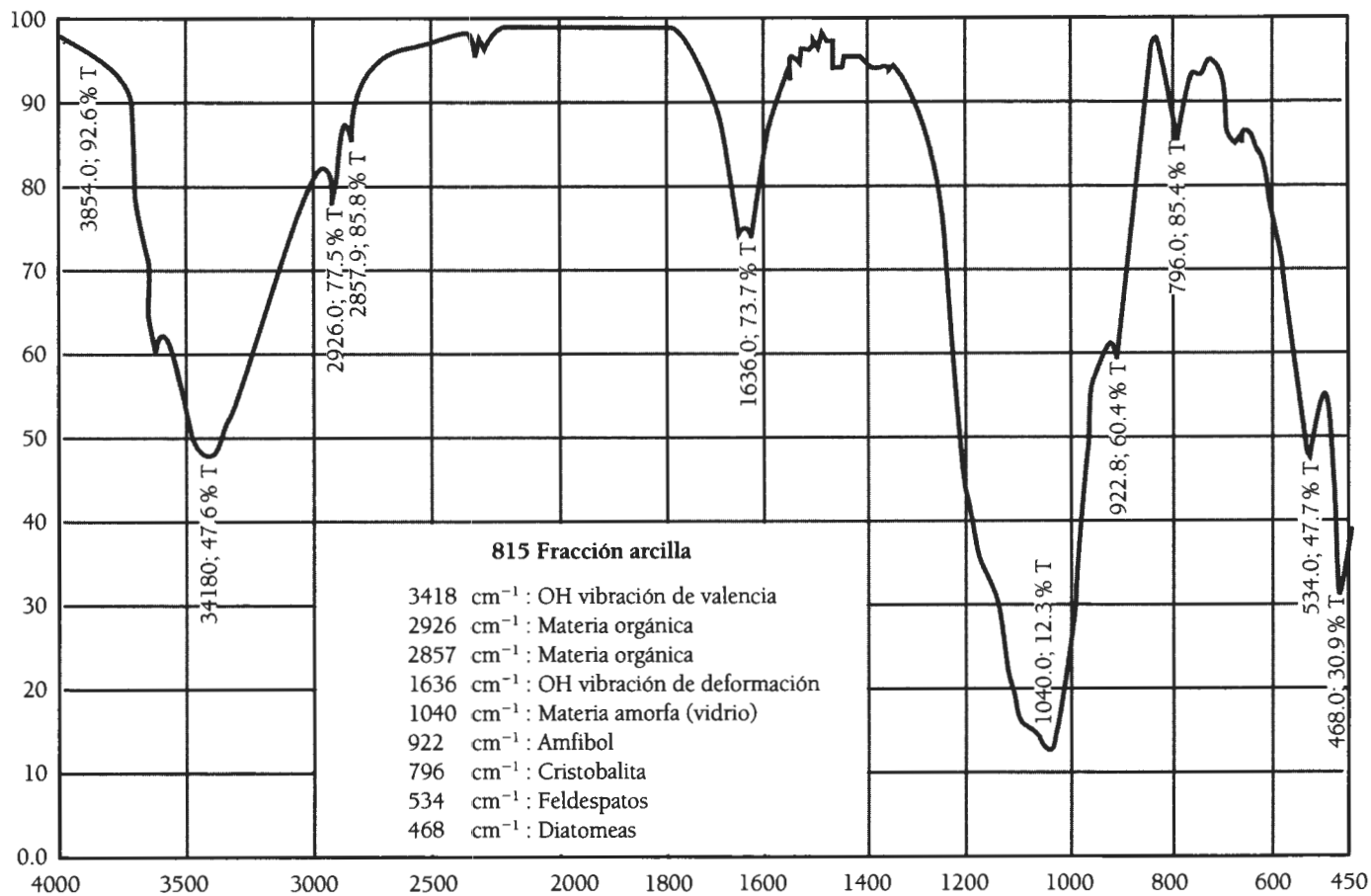


Figura. 3.12. Espectrograma de infrarrojo de la fracción arcilla del subsuelo de la Ciudad de México.

Procedimiento

Se tritura finamente la muestra, mezclándola con una sal especialmente purificada (por lo general bromuro de potasio). Esta mezcla en polvo se comprime con una prensa mecánica para formar una pastilla translúcida a través de la cual puedan pasar los rayos infrarrojos.

Microscopio electrónico de barrido

La óptica electrónica se basa en tres descubrimientos:

- a) El descubrimiento del electrón por Thompson en 1887.
- b) La naturaleza ondulatoria de las partículas de materia, de acuerdo con la hipótesis de Broglie en 1923.
- c) El descubrimiento por Busch, en 1926, de lentes magnéticas o eléctricas con simetría axial a partir de partículas cargadas.

Al igual que los microscopios ópticos, el propósito del **microscopio electrónico de barrido** (SEM: *scanning electron microscope*) es aumentar la capacidad de observación de objetos muy pequeños. Esto se logra mediante el uso de electrones en lugar de luz, así como de lentes eléctricas o magnéticas en vez de las lentes de vidrio. Con ello se puede observar la imagen producida por las partículas o registrarlas en fotografías.

El SEM permite observar la morfología, textura y mineralogía de los distintos componentes del suelo, tanto en muestra total como en fracciones.

El microscopio electrónico de barrido, unido a un espectrómetro de energía dispersiva de rayos X, es un equipo que proporciona información detallada por sus características de gran profundidad de campo y resolución; además, por su alto rango de aumentos, permite el estudio de textura y formas cristalinas. También puede realizar estudios de análisis elementales que proporcionan datos cualitativos y cuantitativos.

En estudios de estructura de suelos, el SEM nos permite reconocer las relaciones entre partículas; algunas de éstas pueden ser extremadamente pequeñas. En estudios micropaleontológicos, el SEM es una herramienta indispensable para la identificación de microfósiles; las diatomeas son algas fósiles muy útiles para realizar interpretaciones paleoambientales.

El SEM trabaja en vacío y requiere preparación de la muestra, lo cual consiste en el siguiente proceso:

- a) Secado a punto crítico.
- b) Recubrimiento con oro o carbón (*spottering*).

En la figura 3.13 se ve una fotomicrografía de una muestra de caolinita.

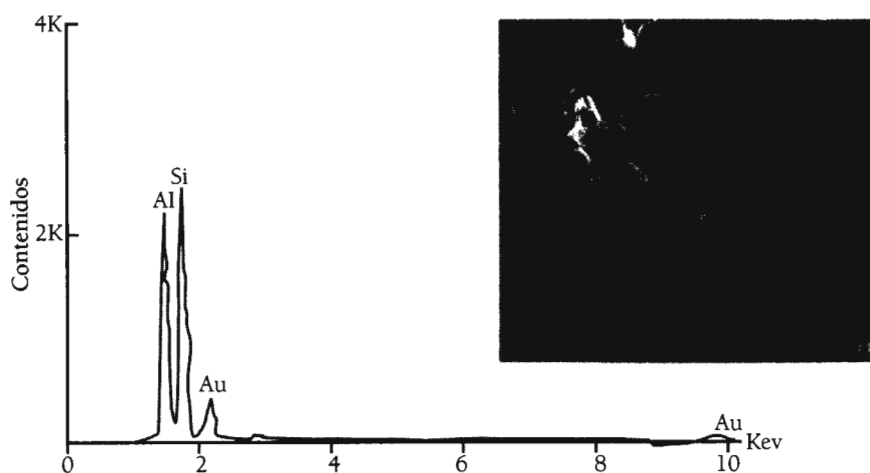


Figura 3.13. Fotomicrografía y difractograma de una Caolinita (SEM Petrology Atlas, 1984).

Microscopio electrónico de transmisión

El **microscopio electrónico de transmisión** (TEM: *Transmission electron microscopy*) puede compararse con un microscopio óptico común. La fuente de iluminación (luz visible) se reemplaza por una cámara de emisión de electrones y las lentes de vidrio por campos eléctricos o magnéticos. Como los haces electrónicos son invisibles al ojo humano, una pantalla fluorescente reemplaza a la pantalla de vidrio despolvado de los microscopios comunes. Un sistema de aumentos continuos permite obtener un rango sin distorsiones, de 900 a 100 000 veces.

El TEM trabaja en vacío y requiere preparación de la muestra, lo cual consiste en el siguiente proceso:

- a) Fraccionamiento.
- b) Purificación (eliminación de solutos, materia orgánica, cubiertas amorfas, hierro libre y otros).
- c) Disgregación.
- d) Sombreado.

Microscopio de fuerza atómica

Los enlaces estructurales en las arcillas están determinados por fuerzas de diversa naturaleza: química (de valencia), electrostática-iónica, molecular (de Van der Waals), de capilaridad, electrostática (fuerzas de Coulomb) y magnética.

Por tanto, la investigación de las fuerzas de interacción entre los elementos estructurales de un suelo adquiere un carácter de primera importancia. El **microscopio**

pio de fuerza atómica (AFM: *atomic force microscopy*) constituye en la actualidad una de las herramientas de frontera más poderosas para el estudio de la nanomecánica y otras propiedades fundamentales, como la elasticidad local, las fuerzas adhesivas y la física de superficies. El AFM permite realizar investigación espacial en muestras no conductoras con resolución atómica.

En la figura 3.14 se aprecia una imagen obtenida del suelo de la Ciudad de México. La figura 3.15 muestra otra fotografía del AFM. Nótese el ordenamiento de átomos.

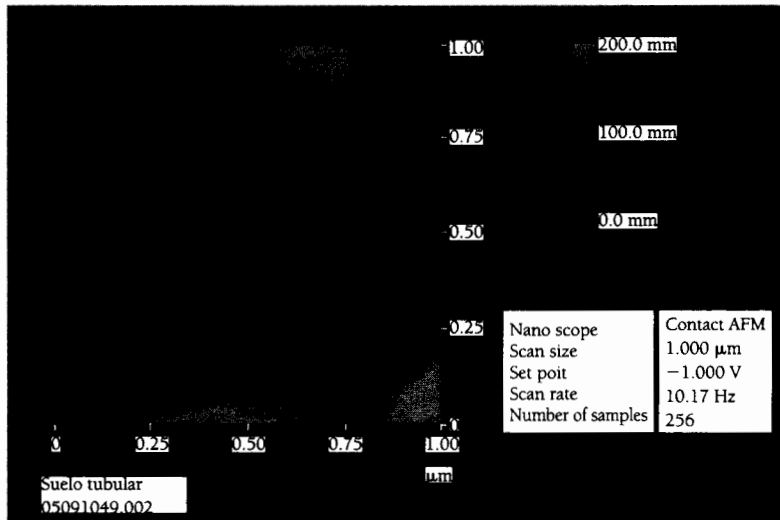


Figura 3.14. Fotografía de microscopio de fuerza atómica de una muestra del suelo de la Ciudad de México.

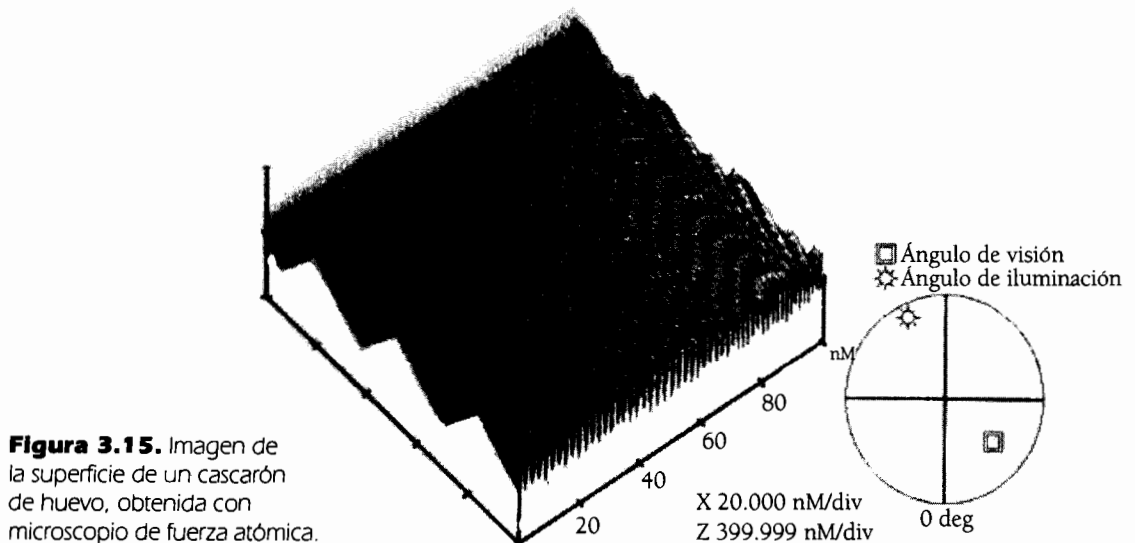


Figura 3.15. Imagen de la superficie de un cascarón de huevo, obtenida con microscopio de fuerza atómica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bohr, H. L., McNeal, B. L. y O'Connors, G. A. (1985), *Soil Chemistry*, John Wiley.
- Broglie, Louis-Victor (1923), *Recherches sur la théorie des quanta*, Tesis Doctoral, Paris.
- Flinn, R. A. y Trojan, P. K. (1990), *Engineering materials and their applications*, Houghton Mifflin.
- Grim, R. E. (1953), *Clay mineralogy*, Nueva York, McGraw-Hill.
- Lambe, T. W. (1958), The structure of compacted clay, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 84 (SM2) 1654-1-34.
- Mitchell, J. K. (1976), *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley.
- Pauling, L. (1948), *The Nature of the Chemical Bond*, Cornell University Press.
- Scott, R. F. (1965), *Principles of Soil Mechanics*, Addison-Wesley.
- Van Olphen, H. (1991), *Clay Colloid Chemistry*, 2a. ed., Krieger Publishing Company. Malabar, Florida, EUA.
- Welton, J. E. (1984), *SEM Petrology Atlas*, Method in Exploration Series. The American Association of Petroleum Geologists, EUA.
- Yong, R. N. y Warkentin, B. P. (1975), *Soil Properties and Behavior. Development in Geotechnical Engineering*, Elsevier, Amsterdam.

Capítulo 4

Estructura de los suelos



4.1. INTRODUCCIÓN

Los problemas comunes de la mecánica de suelos se relacionan con la estabilidad del suelo para soportar cargas aplicadas. La fotografía de la página 109 (Crawford, 1963) ilustra en forma muy clara y concluyente el efecto de la **estructura** de un suelo, porque en ella se pueden observar los dos estados límites de la estructura de un espécimen de suelo. El suelo de la izquierda muestra un espécimen cilíndrico de suelo “inalterado” que soporta una carga importante (suelo **estructurado**, un suelo con su máxima resistencia al esfuerzo cortante). En cambio, a la derecha se representa el mismo suelo totalmente **remoldeado** (sin estructura o **desestructurado**), sin capacidad para resistir cargas, y se comporta como un fluido viscoso, un suelo con mínima resistencia al esfuerzo cortante.

En el estado remoldeado no existe estructura, sino únicamente partículas y granos que flotan en una matriz. Por tanto, las propiedades mecánicas de los estados inalterado y remoldeado son casos límite que ejemplifican el muy importante efecto de la estructura de los suelos.

Todos los materiales poseen una estructura, es decir, una serie de elementos repetitivos característicos que en su conjunto constituyen la esencia y dan origen a propiedades particulares.

La **ciencia de materiales** investiga la relación que existe entre las propiedades físicas y mecánicas de los materiales con su composición química y estructura. Si se sabe qué átomos están presentes en un determinado material y cómo están arreglados, entonces es posible entender las propiedades de dicho material. No basta conocer la composición química, ya que el carbón y el diamante tienen la misma, pero con diferente arreglo y, por consecuencia, poseen distintas propiedades.

La estructura de un suelo es consecuencia de varios procesos naturales, como los procesos de sedimentación y consolidación, lo cual da origen a un sistema natural. Si se destruye la estructura que a la Naturaleza le tomó cientos o miles de años en construir, no se puede restaurar en el laboratorio.

En el caso de los suelos finos, el problema es más complejo, ya que se trata de un material natural heterogéneo en cuyo proceso de formación intervienen diversos factores, como el ambiente de depositación, la velocidad de acumulación, la turbulencia durante la sedimentación y los cambios posdeposicionales, entre otros factores.

El suelo se compone de partículas sólidas, líquido y gas:

- Las partículas sólidas pueden estar formadas por uno o más minerales, y su tamaño puede variar desde grandes fragmentos de rocas hasta partículas coloidales (partículas con tamaño menor a $1\ \mu\text{m}$).
- La fase líquida de los suelos está construida por agua con una gran variedad de electrolitos disueltos.
- La fase gaseosa es usualmente aire, aunque puede contener gases orgánicos.

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos dependen directamente de la interacción de todas las fases. No obstante, estas interacciones no se pueden entender en términos de una partícula aislada, pues se requiere el estudio de un sistema de partículas.

4.2. SUPERFICIE ESPECÍFICA

En suelos gruesos predominan las fuerzas de la gravedad, la relación área superficial-peso de las partículas es pequeña y, por consiguiente, la actividad superficial de las partículas también es pequeña. Asimismo, éstas representan un comportamiento poco influido por la mineralogía de sus componentes; sin embargo, localmente afectan las características de fricción de las superficies en contacto.

Un cubo de 10 cm de lado tiene un área superficial de $600\ \text{cm}^2$ ($0.06\ \text{m}^2$) y un volumen de $0.001\ \text{m}^3$. Si dividimos este cubo en cubos de 1 cm de lado, el volumen original no cambia, pero el área se incrementa a $0.6\ \text{m}^2$. Si volvemos a dividir el cubo original en cubos de 1 mm de lado (figura 4.1), el volumen original sigue sin cambiar, pero el área se incrementa a $6\ \text{m}^2$. Es decir, a medida que se disminuye el tamaño de partícula, aumenta el área superficial, por tanto, la relación del área superficial-peso tenderá a aumentar.

Si el cubo de 10 cm de lado es de cuarzo ($S_s = 2.65$), y como $S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$, entonces $W_s = 2.65 \times 10^{-3}\ \text{m}^3 \times 10^6\ \text{g/m}^3 = 2650\ \text{g}$.

La relación área-peso es $\frac{0.06\ \text{m}^2}{2650\ \text{g}} = 0.0000221\ \text{m}^2/\text{g}$.

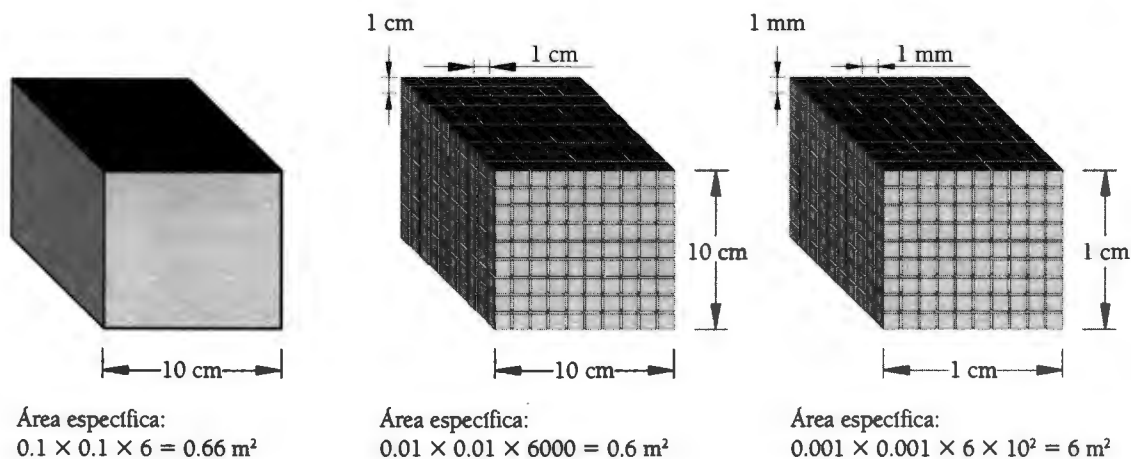


Figura 4.1. Esquema que ilustra el concepto de superficie específica

Así, se puede afirmar que en suelos gruesos la relación área superficial-peso es muy pequeña.

En suelos finos, la relación área superficial-peso es mayor, por lo que se logran relaciones sumamente grandes en partículas con forma de placa. En este tipo de partículas, con tamaños del orden de una micra (μm), las moléculas que forman la superficie constituyen una gran proporción del número total de moléculas, de ahí que las fuerzas asociadas con las moléculas de la superficie tienen un gran efecto sobre la partícula y, por tanto, sobre la masa del suelo.

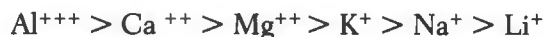
Se define como **superficie específica** la relación del área superficial entre su peso. La superficie específica para una arena es del orden de $0.01 \text{ m}^2/\text{g}$, en tanto que para una arcilla montmorillonita puede llegar a ser tan grande como $800 \text{ m}^2/\text{g}$. La tabla 4.1 muestra datos relativos a las dimensiones de los principales minerales de arcilla y de su superficie específica.

Tabla 4.1. Dimensiones características de los minerales de arcilla.

Mineral de arcilla	Dimensiones en Angstroms (Å)			Superficie específica
	Largo	Ancho	Espesor	Rangos en m^2/g
Caolinita	1000	20 000	100 a 1000	10 a 20
Illita	1000	5000	50 a 500	65 a 100
Montmorillonita	1000	5000	10 a 50	hasta 800

4.3. CAPACIDAD DE INTERCAMBIO CATIONICO

Las partículas de arcilla tienen carga negativa, la cual es balanceada por una nube de cationes muy cerca de la superficie de la partícula. Algunos cationes son más fuertemente atraídos a la superficie de la partícula que otros. Por ejemplo, los cationes (monovalentes) de sodio pueden ser remplazados por los cationes (bivalentes) de calcio, como se representa en la siguiente secuencia:



El fenómeno descrito se denomina **capacidad de intercambio catiónico** (*cation exchange capacity: CEC*), el cual se expresa en miliequivalentes por cada 100 g de arcilla (meq/100 g). A mayor área superficial y mayor carga eléctrica, mayor será el CEC. Los valores comunes del CEC se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Valores de CEC en minerales de arcilla.

Mineral arcilla	Capacidad de intercambio (meq/100 g)
Caolinita	3-15
Illita	10-40
Montmorillonita	80-150

4.4. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO DE LA ESTRUCTURA

Los primeros modelos conceptuales sobre la estructura de un depósito natural de arcilla se deben a Terzaghi (1925), quien describió con detalle el proceso de sedimentación y la formación de la estructura de “panal” (figura 4.2), ya clásica en los estudios sobre el tema. Posteriormente, Casagrande (1932) presentó una estructura de “panal” (figura 4.3), similar a la estructura propuesta por Terzaghi. Goldschmidt (1926) y Lambe (1953) propusieron una estructura denominada “castillo de naipes” (figura 4.4). El trabajo de Lambe (1958) se enfocó al tema de la microestructura de suelos compactados y elaboró un modelo basado en los conceptos de estructuras floculada y dispersa (véase figura 3.7). Rosenqvist (1959) fue de los primeros investigadores en confirmar el modelo de “castillo de naipes” mediante el uso de microscopio electrónico de barrido (SEM).

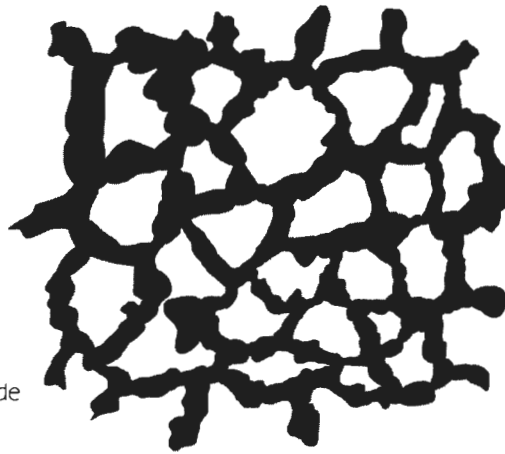


Figura 4.2. Estructura de "panal" (Terzaghi, 1925).

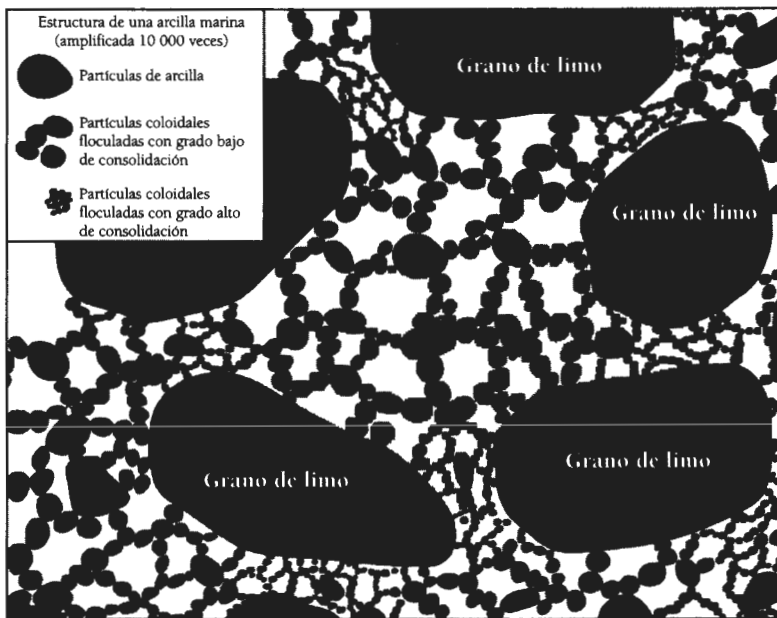


Figura 4.3. Estructura de arcilla sensitiva (Casagrande, 1932).



Figura 4.4. Estructura "castillo de naipes" (Goldschmidt, 1926).

Basados en consideraciones de propiedades electroquímicas y coloidales, Tan (1957, 1959) presentó una figura del arreglo geométrico de partículas de arcilla en tres dimensiones, donde se aprecian los contactos entre vértices y planos de las partículas de arcilla (figura 4.5) y Van Olphen (1963) describió la diferencia entre los arreglos de partículas debidas a sedimentación de suspensiones peptizadas o floculadas (figura 4.6).

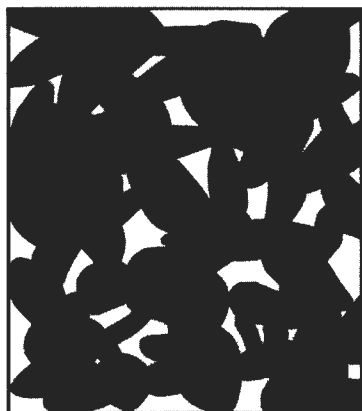


Figura 4.5. Esquema del arreglo tridimensional de partículas de arcilla (Tan, 1957, 1959).

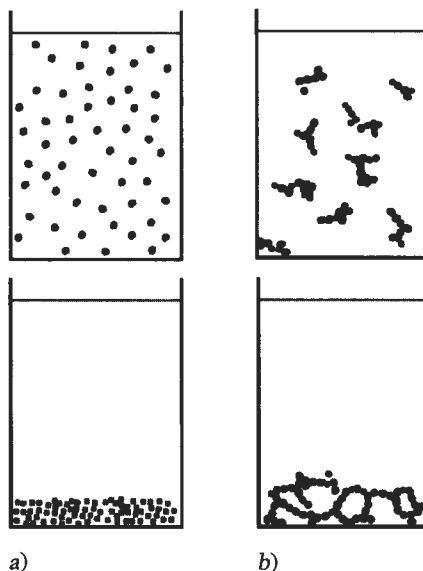


Figura 4.6. Sedimentación de una suspensión (a) Peptizada (b) Floculada (Van Olphen, 1963)

El acontecimiento más importante para la investigación del microarreglo de los suelos ha sido la utilización del microscopio electrónico de barrido desde la década de los sesentas, tanto para muestras formadas en laboratorio como para muestras inalteradas de depósitos naturales.

Al respecto, Collins y McGown (1974) realizaron un estudio muy completo de depósitos naturales de suelo, y clasificaron los microarreglos en tres tipos, de acuerdo con su función y nivel:

1. **Arreglos de partículas elementales.** Se componen de formas simples de organización a nivel de partículas individuales de arcilla, limo o arena.
2. **Conjuntos de partículas.** Son unidades de organización con fronteras definidas y funciones mecánicas específicas, y constan de una o más formas de arreglo de partículas o pequeños paquetes de partículas (conectores, agregaciones, matrices).
3. **Espacio de poros.** Los espacios entre los elementos estructurales descritos en los tipos 1 y 2.

4.5. RELEVANCIA DE LA ESTRUCTURA DE LOS SUELOS

Ya que el comportamiento mecánico de los suelos está íntimamente relacionado con su microestructura y ésta difiere en función de varios factores, es necesario comprender la relación que existe entre el proceso sedimentológico durante el depósito de las partículas minerales, la diagénesis y la historia de esfuerzos que definieron la estructura actual de los sedimentos.

Por tanto, la caracterización de la microestructura de los suelos es un tema fundamental que requiere mucha atención, ya que sus efectos son tan importantes en la determinación de las propiedades mecánicas como los efectos de la historia de esfuerzos.

4.6. MICROESTRUCTURA DE LOS SUELOS

La estructura de un material se puede estudiar en cinco niveles: estructura atómica, arreglo atómico, nanoestructura, microestructura y macroestructura.

Hasta hace unos años, el término “estructura” se ha relacionado con el arreglo relativo de partículas, grupos de partículas y vacíos del suelo. Este enfoque considera sólo uno de los siguientes cuatro aspectos que integran y fundamentan un enfoque actual de la mecánica de suelos y, en particular, el estudio de la microestructura del suelo:

- Arreglo geométrico de los elementos estructurales (*fabric*).
- Composición química.
- Constitución mineralógica.
- Fuerzas de interacción entre los elementos estructurales.

Ahora bien, el conocimiento actual no permite una caracterización cuantitativa de la microestructura de los suelos, por su relación con las propiedades mecánicas de los suelos en términos de estos factores. Por tanto, constituye un magnífico campo de investigación para la mecánica de suelos.

Arreglo geométrico de los elementos estructurales

En un material complejo y heterogéneo como un suelo, sus componentes o elementos estructurales están espacialmente arreglados en forma continua en un patrón tridimensional. La caracterización del patrón tridimensional de componentes del suelo incluye la distribución de vacíos.

Los elementos estructurales se pueden clasificar en:

- **Partículas de arcilla.** Son los elementos individuales más pequeños representados por microcristales de minerales de arcilla.
- **Microagregados.** Son asociaciones de partículas de arcilla.
- **Agregados.** Son asociaciones de partículas de arcilla con partículas de limo y arena.
- **Granos.** Son fragmentos de cristales de minerales primarios del tamaño de limo o arena.
- **Inclusiones de microfauna y microflora.**

La forma de encontrar un orden en un problema tan complejo como la caracterización del microarreglo de los elementos estructurales de un suelo parece una labor poco factible. Sin embargo, desde la creación del concepto de “fractal” (Mandelbrot, 1983), se sigue comprobando que en el mundo natural abundan los objetos cuya mejor representación matemática la dan los fractales, como la caracterización de las soluciones coloidales y la superficie de ciertos materiales.

Una de las aplicaciones más inesperadas de los fractales es la que se refiere a la síntesis de imágenes mediante el uso de computadora. Su utilización para sintetizar imágenes de relieves diversos es notable.

Se puede afirmar que la teoría de los fractales proporciona un medio para cuantificar un comportamiento caótico de una manera racional. Por tanto, esta teoría abre la posibilidad de hallar el orden que se esconde tras una multitud de fenómenos aparentemente caóticos que hasta ahora no encajaban en geometría alguna, como la caracterización de la microestructura de los suelos. El uso de los fractales requiere un ajuste de nuestra concepción de lo que es la modelación matemática. La teoría de los fractales es una de las grandes revoluciones de las matemáticas modernas, y probablemente la matemática más importante del siglo xx.

El concepto de *fractal* se aplica a estructuras que se caracterizan por su *autosimilitud* geométrica, de acuerdo con Mandelbrot (1983), la cual es la propiedad que posee una forma geométrica de que cada parte es una imagen reducida del todo, es decir, de que cada una de sus partes, cualesquiera que sean sus dimensiones, es parecida al todo.

Los fractales naturales son autosimilares sólo en sentido estadístico. Esto es, si tomamos un conjunto suficientemente grande de objetos de la misma clase y ampliamos una porción de alguno de ellos, es posible que no sea idéntico al original, pero seguramente sí será similar a algún otro miembro de la colección.

A diferencia de la geometría euclidiana, en que los objetos básicos pueden generarse de manera directa, en la geometría fractal las formas primarias son conjuntos de procedimientos matemáticos (algoritmos) que se encargan de rotar, trasladar, reescalar o deformar figuras de una manera particular. Cada algoritmo fractal funciona como un ideograma que transmite un mensaje global característico.

Los fractales se pueden clasificar en dos grandes grupos:

1. Los **fractales artificiales** son aquellos objetos que construimos mediante un algoritmo y con la ayuda de una computadora.
2. Los **fractales naturales** son objetos del mundo real.

Con objeto de ilustrar algunos conceptos básicos de la geometría fractal, se describirá la generación de un fractal artificial.

Si definimos una geometría específica a la cual llamamos **generador** (figura 4.7) y especificamos un conjunto de reglas mediante las cuales el **generador** se propaga en el espacio, entonces estamos en la posibilidad de generar un fractal artificial. La forma básica o generador requiere una localización en el espacio, la cual se llama **iniciador**, y a partir de dicha localización empieza el proceso de generación.

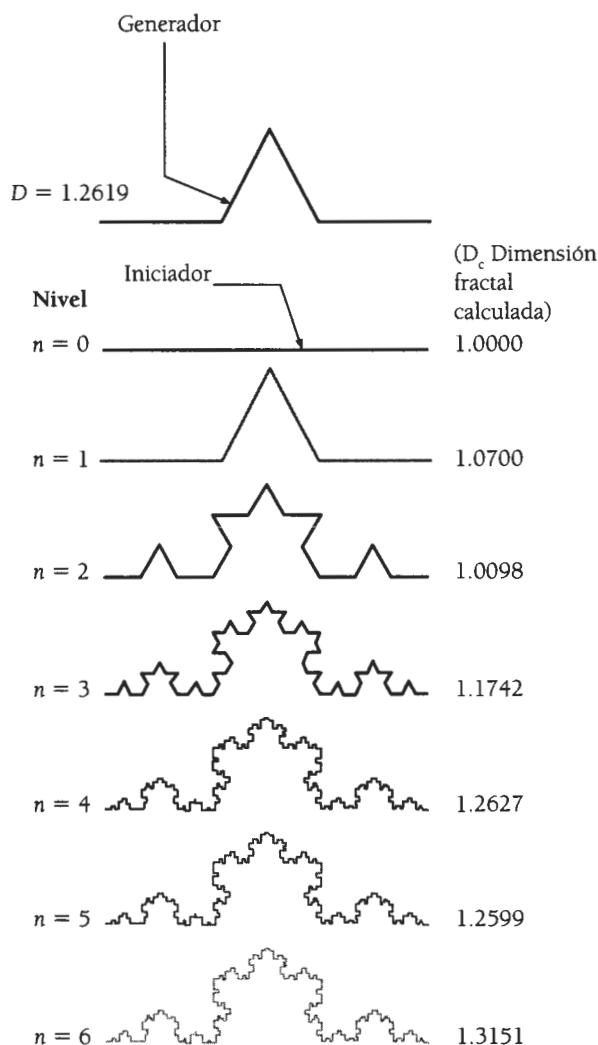


Figura 4.7. Curva de Koch, para seis niveles de generación.

El *iniciador* puede ser una simple línea, un polígono o una línea quebrada de segmentos iguales. El iniciador es el nivel 0 ($n = 0$) de la generación de un fractal artificial.

El primer nivel de la generación ($n = 1$) consiste en remplazar cada segmento recto del iniciador por la geometría del generador.

En el segundo nivel de generación ($n = 2$) se sustituye cada segmento recto del iniciador por una versión escalada del generador. Repitiendo indefinidamente este proceso, se obtiene la curva de Koch, construida por la matemática sueca Helge von Koch en 1904. En la figura 4.8 se ilustran seis niveles de generación.

Puede apreciarse que para cada nivel de generación, la longitud de la curva se incrementa por un factor de $4/3$; en el límite la longitud de la curva tiende a infinito.

Según Mandelbrot (1983), un fractal es un conjunto para el cual la dimensión de Hausdorff-Besicovitch excede estrictamente la dimensión topológica. Se puede demostrar (Mandelbrot, 1983) que la dimensión de Hausdorff-Besicovitch, o dimensión fractal, se expresa como:

$$D = \log N / \log(1/r) \quad (4.1)$$

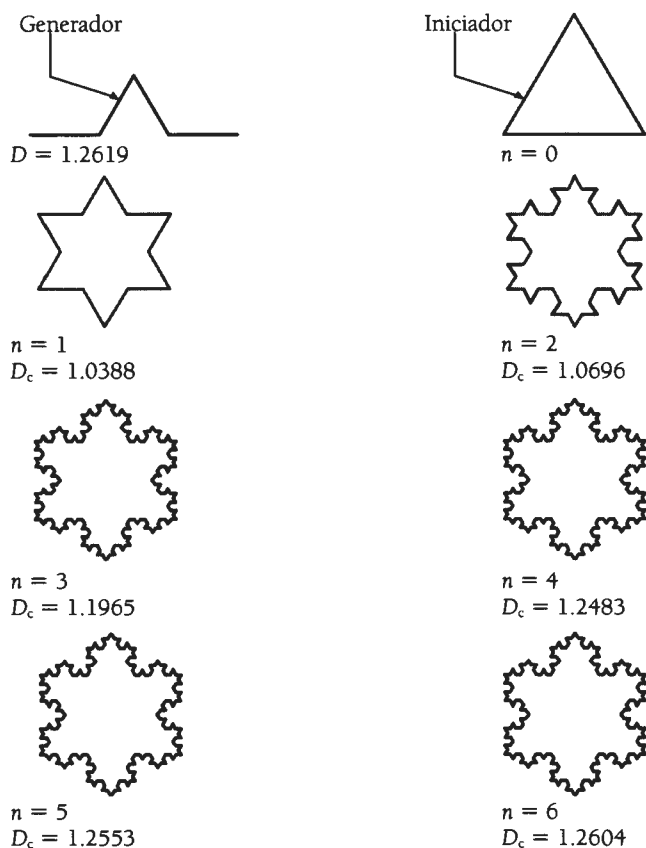


Figura 4.8. Copo de nieve de Koch, para seis niveles de generación.

Para el caso de la **curva de Koch**, la dimensión fractal que se obtiene es $D = \log(4)/\log(3) = 0.1.2619$, la cual excede la dimensión topológica de una línea y, además, resulta ser una dimensión fraccionaria.

En la figura 4.9 se presenta otro ejemplo de la curva, o **copo de nieve de Koch**, utilizando un triángulo equilátero como iniciador. En este caso, la dimensión fractal, D , sigue siendo 1.2619, pero la dimensión fractal calculada va aumentando con el nivel de generación y tiende a la dimensión fractal teórica. En la figura 4.10 se observan tres ejemplos de la curva de Koch con reglas de generación diferentes: no secuencial, secuencial y aleatoria.

La dimensión fractal puede interpretarse como una medida del patrón de llenado del espacio por la masa distribuida de un modo heterogéneo, por la rugosidad de una superficie, o por el grado de dentado de una línea.

Los sistemas naturales son heterogéneos tanto en el espacio como en el tiempo, por lo que la investigación se dirige actualmente hacia la obtención del conocimiento del patrón de organización de la heterogeneidad.

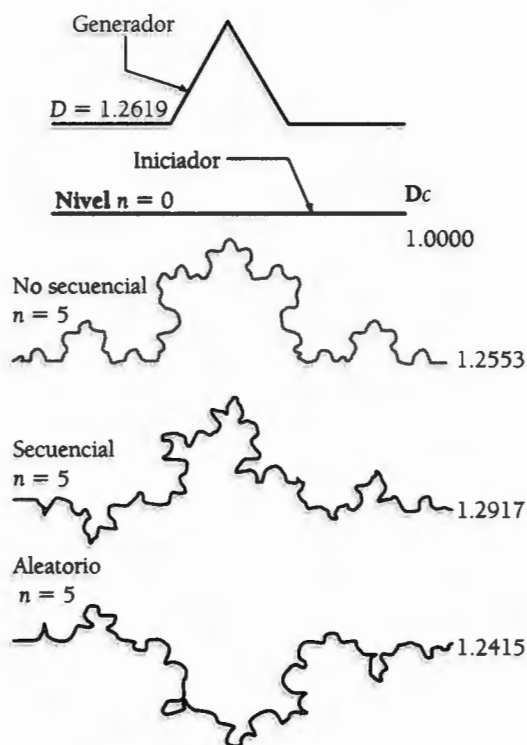


Figura 4.9. Curva de Koch, para tres reglas diferentes de generación.

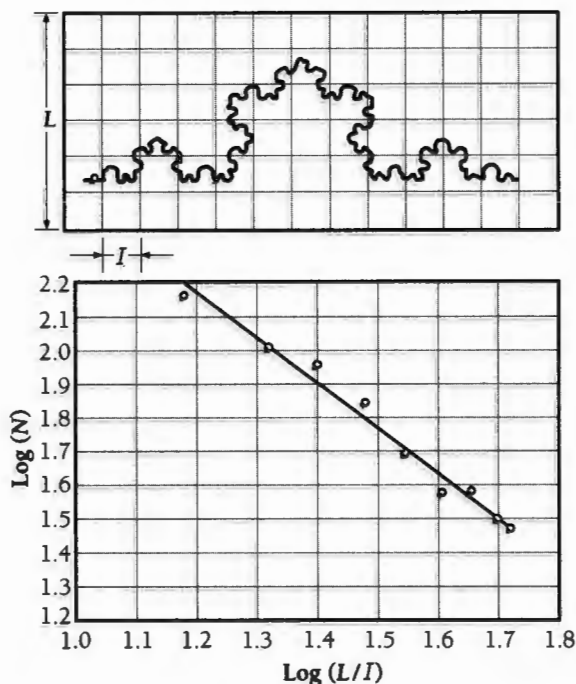


Figura 4.10. Método del "conteo de caja" (box counting).

La caracterización de la heterogeneidad tiene dos finalidades principales y de gran relevancia:

- La cuantificación de la variabilidad tanto espacial como temporal.
- La definición de los mecanismos de los procesos responsables de la heterogeneidad.

En el caso de los **fractales naturales**, se desconoce el generador, el iniciador y el algoritmo de generación, así que se ignora la dimensión fractal teórica. Por consiguiente, la dimensión fractal se tiene que estimar. Usualmente, se realiza con el método de **conteo de caja** (*box counting*), cuyo procedimiento es el siguiente.

Se toma la figura de interés y se coloca en una caja de longitud L , sobre la que se construye una malla de cuadrados en la que cada segmento tiene una longitud l (figura 4.11). Se cuenta el número de cuadrados o cajas que contienen alguna parte de la figura, lo que da un número N . Ahora se repite el procedimiento varias veces, utilizando mallas cada vez más pequeñas (l más pequeña). Los resultados se dibujan en papel logarítmico con N vs. L/l , se realiza el ajuste de los datos a una recta cuya pendiente es la dimensión fractal estimada.

Esto nos indica que existe una relación del tipo:

$$N \cong (L/l)^{D_c} \quad (4.2)$$

entre las dos variables, muy similar a la dimensión de Hausdorff-Besicovitch.

Por tanto, la dimensión fractal es una variable que, independientemente de lo complicado del objeto, permite describirlo mediante un número, lo cual facilita su incorporación en expresiones matemáticas que relacionen variables físicas con la irregularidad geométrica del objeto.

En otras palabras, y a manera de ejemplo, a partir de una fotografía del arreglo geométrico de los elementos estructurales de una muestra de suelo, obtenida mediante microscopio electrónico de barrido, se efectúa el procesamiento digital de la imagen para realizar el correspondiente análisis fractal. A partir de las propiedades fractales de la imagen en cuestión, expresadas mediante sus dimensiones fractales, se obtienen expresiones que relacionan las variables de interés (resistencia al esfuerzo cortante, permeabilidad, etc.) con las dimensiones fractales previamente obtenidas. Díaz-Rodríguez y Moreno-Carrizales (1999, 2001) han aplicado el análisis fractal a problemas de la mecánica de suelos.

Composición química

Los suelos son una mezcla de sólidos inorgánicos y orgánicos, gas, agua y microorganismos. Todas estas fases ejercen influencia unas a otras: la reacción de los sólidos afecta el aire y el agua, los que a su vez intemperizan sólidos, y los microorganismos catalizan muchas de las reacciones químicas.

Por lo mismo, los procesos de sedimentación son esencialmente reacciones geoquímicas que tienen lugar en presencia de agua. El agua es un excelente reactivo químico que suministra de manera continua iones activos H y OH. Ningún otro líquido puede compararse con el agua en el número de sustancias que puede disolver ni en las cantidades que puede mantener en disolución.

Constitución mineralógica

No hay un método único para identificar los minerales que contiene una muestra de suelo. Esto se debe en parte, a que en una muestra de suelo la presencia de un mineral interfiere con la identificación de otro. Sin embargo, el uso combinado de los métodos de identificación (difracción de rayos X, análisis térmico diferencial, espectroscopía de infrarrojo, microscopio electrónico de barrido y microscopio electrónico de transmisión) permite llegar a conclusiones cualitativas respecto a su composición.

La composición mineralógica y su alteración controlan el tamaño, la forma y las características de la superficie de las partículas en los suelos. Estas propiedades, junto con la interacción con la fase fluida, determinan la plasticidad, compresibilidad, resistencia y permeabilidad.

Entonces, la composición mineralógica y los diferentes procesos de alteración se pueden considerar fundamentales para el entendimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos.

Con respecto al subsuelo de la Ciudad de México, se ha efectuado: difracción de rayos X (DRX), microscopía electrónica de barrido con microanalizador elemental por dispersión de energías, y espectroscopía de infrarrojo (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1998).

Fuerzas de interacción entre los elementos estructurales

Según Mitchell (1993), dos suelos pueden tener el mismo microarreglo, pero diferentes propiedades si las fuerzas entre partículas o grupos de partículas no son las mismas.

Los enlaces estructurales en las arcillas están determinados por fuerzas de diversa naturaleza: química (de valencia), electrostática-iónica, molecular (de Van der Waals), de capilaridad, electrostática (fuerzas de Coulomb) y magnéticas.

Por tanto, la composición mineralógica y los diferentes procesos de alteración se pueden considerar fundamentales para el entendimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos.

Más aún, la resistencia de todo suelo arcilloso depende no sólo del número de contactos entre partículas por unidad de volumen, sino también del tipo de

contactos. La propiedad característica de los contactos por coagulación es la presencia entre partículas de una película de agua termodinámicamente estable, con un espesor de algunas unidades hasta varios cientos de angstroms. Los contactos por coagulación bajo efectos mecánicos sufren colapso y se restauran gradualmente con el tiempo al cesar el efecto externo. El estudio de estos mecanismos, en condiciones controladas de laboratorio, constituye un campo no sólo de frontera, sino de una trascendencia sin precedentes en la comprensión y predicción del comportamiento del subsuelo de la Ciudad de México.

Por tanto, la investigación de las fuerzas de interacción entre los elementos estructurales de un suelo adquiere un carácter de primera importancia (véase cap. 3).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Casagrande, A. (1932), The structure of clay and its importance in foundation engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*: 72-125.
- Collins, K. y McGown, A. (1974), The form and function of microfabric features in a variety of natural soils, *Géotechnique* **24**(2): 223-254.
- Crawford, C. B. (1963), Cohesión in an undisturbed sensitive clay, *Géotechnique*, **13**(2): 132-146.
- Díaz-Rodríguez, J. A. y Moreno Carrizales, P. (1999), Caracterización de perfiles del subsuelo de la Ciudad de México mediante análisis fractal, *XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Brasil, vol. 1: 155-160.
- (2001), Estimating the soil fabric: A fractal approach, *XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Estambul, Turquía.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lozano-Santacruz, R., Dávila-Alcocer, V. M., Vallejo, E. y Girón, P. (1998), Physical, chemical and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspective, *Canadian Geotechnical Journal*, **35**(4): 600-610.
- Goldschmidt, V. M. (1926), Undersökelse over lersedimenter: Nordisk jordbrugsforskning, vol. 4-7: 435-445.
- Lambe, T. W. (1953), The structure of inorganic soil, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 79: 1-49.
- (1958), The engineering behaviour of compacted clay, *ASCE, J. of the Soil Mechanics and Foundation Division* (SM2): 1655-1-35.
- Mandelbrot, B. B. (1983), *The fractal geometry of nature*, W. H. Freeman and Company, Nueva York.
- Mitchell, J. K. (1993), *Fundamentals of soil behavior*, 2a. ed., John Wiley and Sons.
- Rosenqvist, I. T. (1959), Physico-chemical properties of soils: soil-water systems, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, *ASCE* **85**: 31-53.
- Tan, T. K. (1957), Soil properties and their measurement, *4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3: 87-89.
- (1959), Structure mechanics of clays, *Scientia Sinica*, vol. 8: 83-97.
- Terzaghi, K. (1925), *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke, Vienna.
- Van Olphen, H. (1963), *An introduction to clay colloid chemistry*, Nueva York, Wiley-Interscience, 301 p.

Capítulo 5

Propiedades **hidráulicas** de los suelos



5.1. INTRODUCCIÓN

El **agua** afecta en forma muy importante el comportamiento de los suelos, especialmente a los suelos finos. Conviene tener muy presente que los problemas del agua en los suelos abarcan múltiples escalas de tamaño, desde el nivel molecular hasta el macroscópico.

Como ya se mencionó, el suelo está compuesto por un sistema de partículas minerales y materia orgánica. Asociado a éste, existe otro sistema, el de vacíos. A través del sistema de vacíos, el agua puede fluir de puntos de mayor energía hacia puntos de energía menor.

La interacción del agua con la fase sólida del suelo cambia el comportamiento de ambos. El agua causa que la fase sólida del suelo se expanda o se contraiga, que las partículas se adhieran unas a otras y que formen agregados de partículas, lo cual da origen a elementos estructurales del suelo. El agua participa en innumerables reacciones químicas (*véase* capítulo 2) que son fundamentales en el comportamiento del suelo.

Asimismo, la presencia del agua es un factor dominante en muchos problemas de la ingeniería geotécnica. En forma simple, los problemas del agua en los suelos se pueden dividir según dos clases de condiciones:

- **Condiciones estáticas.** Este tipo de problemas se refiere al agua en reposo; por ejemplo, el nivel del agua freática (NAF) y sus variaciones, en este caso, la presión del agua en los poros del suelo es hidrostática. Otros problemas son la capilaridad y el agua adsorbida (*véase* capítulo 3), entre otros.
- **Condiciones dinámicas.** Este tipo de problemas se refiere al agua en movimiento, es decir, a problemas ocasionados por el flujo de agua a través de los poros del suelo; por ejemplo, el proceso de consolidación de los suelos, el flujo de agua debido a una excavación y las pérdidas por filtración de agua en la cortina de una presa, entre otros.

Este capítulo está dedicado principalmente a los problemas del agua en los suelos a causa de las condiciones estáticas.

Para el tratamiento del tema se parte de dos **hipótesis** fundamentales:

1. El suelo está 100 % saturado, es decir, se trata de un material de dos fases.
2. Todos los poros del suelo están conectados a los poros vecinos, así que se forman tubos en los cuales el agua se mueve; es decir, los poros presentan continuidad y las trayectorias físicas del agua siguen curvas continuas y suaves, llamadas **líneas de flujo**.

5.2. FLUJO A TRAVÉS DE TUBOS

En el estudio del flujo del agua en tubos es conveniente expresar la energía tanto potencial como cinética del agua en términos de alturas de columna de agua o **cargas** (*heads*), correspondientes a la energía por unidad de masa (figura 5.1). A continuación, se definen las siguientes cargas:

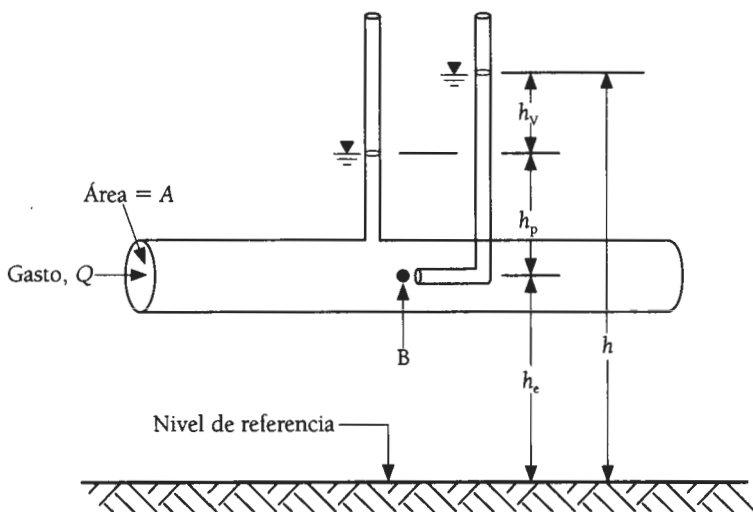


Figura 5.1. Cargas de presión, de elevación y de velocidad en una tubería.

1. **Carga de presión** (*pressure head*), h_p , es la presión del agua dividida entre el peso volumétrico del fluido (p/γ_w).
2. **Carga de velocidad** (*velocity head*), h_v , se debe a la energía cinética del agua y se expresa como el cuadrado de la velocidad dividida entre $2g$ ($v^2/2g$).
3. **Carga de altura o elevación** (*elevation head*), h_e , es la distancia de un punto cualquiera a un plano de referencia.
4. **Carga total** (*total head*), h (suma de cargas).

Un concepto muy importante es la **ley de conservación de la masa**. Para un fluido incompresible y con régimen laminar, esta ley se reduce a la ecuación de continuidad:

$$Q = v_1 A_1 = v_2 A_2 = \text{Constante} \quad (5.1)$$

donde Q es el gasto en m^3/s , v es la velocidad en m/s y A es el área de la sección transversal en m^2 .

Otra ecuación muy conocida de la mecánica de fluidos es la **ecuación de Bernoulli**:

$$h = h_p + h_v + h_e = \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (5.2)$$

donde:

p = Presión.

v = Velocidad.

g = Aceleración debida a la gravedad.

γ_w = Peso volumétrico del agua.

Si se mide la carga total (figura 5.2) en dos puntos (A y B), se puede conocer si el agua está en reposo $h_A = h_B$ o si existe movimiento $h_A \neq h_B$.

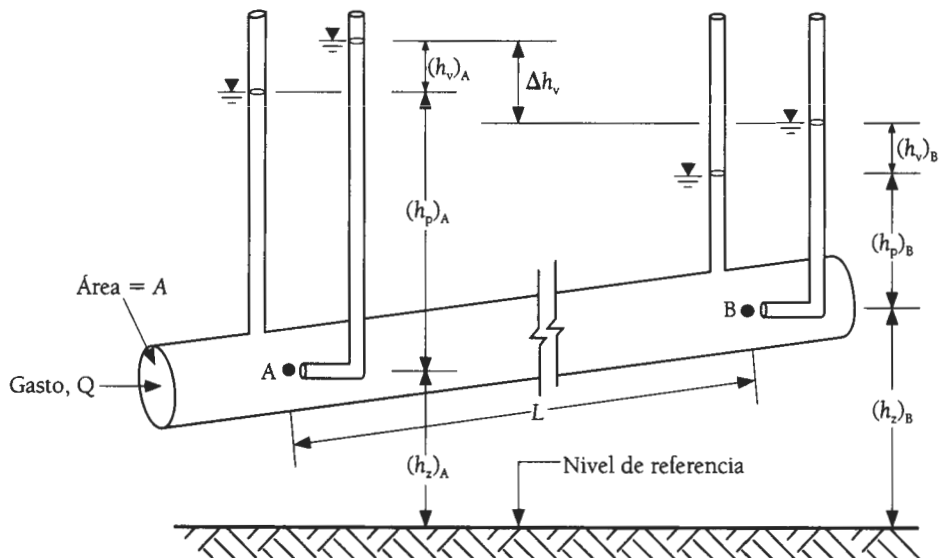


Figura 5.2. Cargas de presión, de elevación y de velocidad en dos puntos de una tubería.

5.3. FLUJO A TRAVÉS DE UN MEDIO POROSO

Para la mecánica de fluidos, el flujo del agua puede ser flujo establecido o flujo no establecido, lo cual corresponde a condiciones que son constantes o que varían con el tiempo, respectivamente.

En mecánica de suelos, la h_v es en general muy pequeña, por lo que se desprecia y, por tanto, la carga total se expresa como $h = h_p + h_e$, la cual se denomina **altura piezométrica**.

La figura 5.3 muestra la relación entre las cargas de presión, de elevación y total para el flujo de agua a través de los suelos.

La pérdida de carga total entre dos puntos A y B se representa con Δh , la cual se puede expresar en forma adimensional como:

$$i = \Delta h / L \quad (5.3)$$

donde:

i = **Gradiente hidráulico** (*hydraulic gradient*), que define la energía perdida o la pérdida de carga total por unidad de longitud.

L = Distancia entre los puntos A y B, esto es, la longitud en donde ocurre la pérdida de carga.

Dependiendo del valor del gradiente hidráulico, la variación de la velocidad se clasifica en regímenes laminar, y de transición o turbulento. En el **régimen laminar** las trayectorias físicas del agua son paralelas entre sí, en cambio, en el **régimen turbulento**, dichas trayectorias se cruzan entre sí, las fluctuaciones de la velocidad ocurren en forma aleatoria y existe disipación de energía.

Con base en lo anterior, en mecánica de suelos se plantea la hipótesis de que el flujo del agua ocurre en régimen laminar, por tanto:

$$v \propto i \quad (5.4)$$

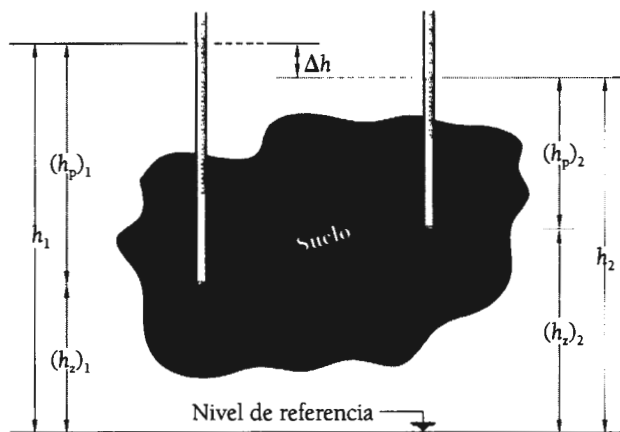


Figura 5.3. Cargas de elevación, de presión y total en una región de suelo.

5.4. LEY DE DARCY

El ingeniero hidráulico Henry P. G. Darcy (1803-1858) demostró experimentalmente en 1856 la existencia de una relación lineal entre el gasto Q , que pasa a través de una muestra de suelo de sección transversal A , y el gradiente hidráulico, i (figura 5.4).

La **ley de Darcy** (1856) para un medio poroso, homogéneo, isotrópico y saturado se expresa:

$$Q = kAi = kA(\Delta h/L) \quad (5.5)$$

La constante k se conoce como **coeficiente de permeabilidad** (también referido como conductividad hidráulica) del suelo, y tiene unidades de velocidad (cm/s).

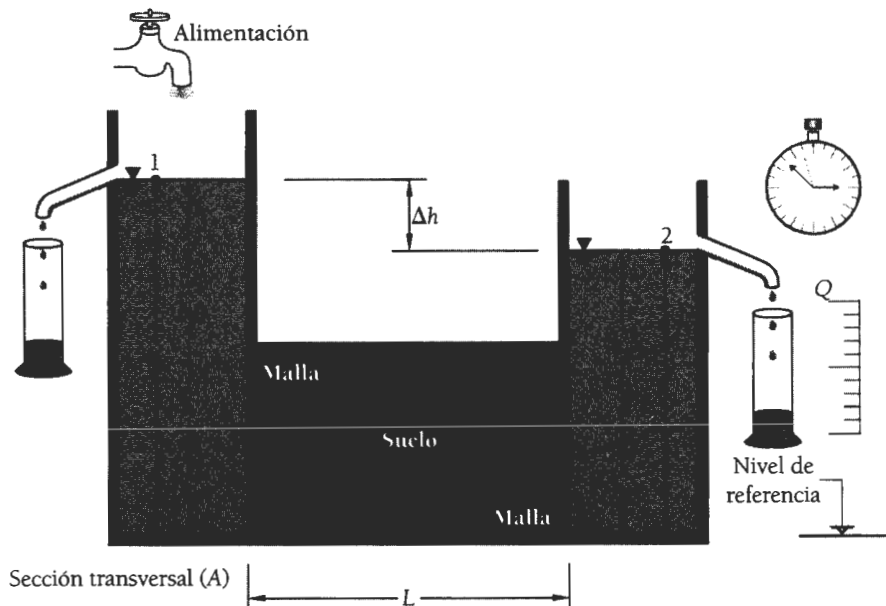


Figura 5.4. Experimento de Darcy.

Es conveniente aclarar que por convención se emplea el área A de la sección transversal. Sin embargo, en realidad el área en donde ocurre el flujo es el área de vacíos de la sección transversal de la muestra. Por tanto, la velocidad real de flujo del agua a través del suelo (v_s) se calcula mediante la expresión:

$$v_s = v/n \quad (5.6)$$

La ley de Darcy se obtuvo para arenas limpias, pero, se ha demostrado que es válida para la mayoría de los suelos. La tabla 5.1 muestra algunos valores comunes de k .

Tabla 5.1. Valores comunes del coeficiente de permeabilidad en los suelos

Tipo de suelos	cm/s
Grava limpia	1 a 100
Arena gruesa	1 a 0.01
Arena fina	0.01 a 0.001
Arena limosa	0.001 a 0.00001
Arcilla	Menor de 10^{-6}

5.5. DIAGRAMAS DE VARIACIÓN DE CARGAS EN UN SUELO

Con base en los principios del flujo del agua a través de un suelo, se pueden calcular y dibujar los diagramas de variación de las cargas de elevación, total y de presión.

La figura 5.5 muestra una columna de suelo con una porosidad de 0.33 y una permeabilidad de 0.5 m/s. A la derecha de la columna de suelo se observan los diagramas de las cargas, en función de las elevaciones de los puntos considerados en la columna de suelo.

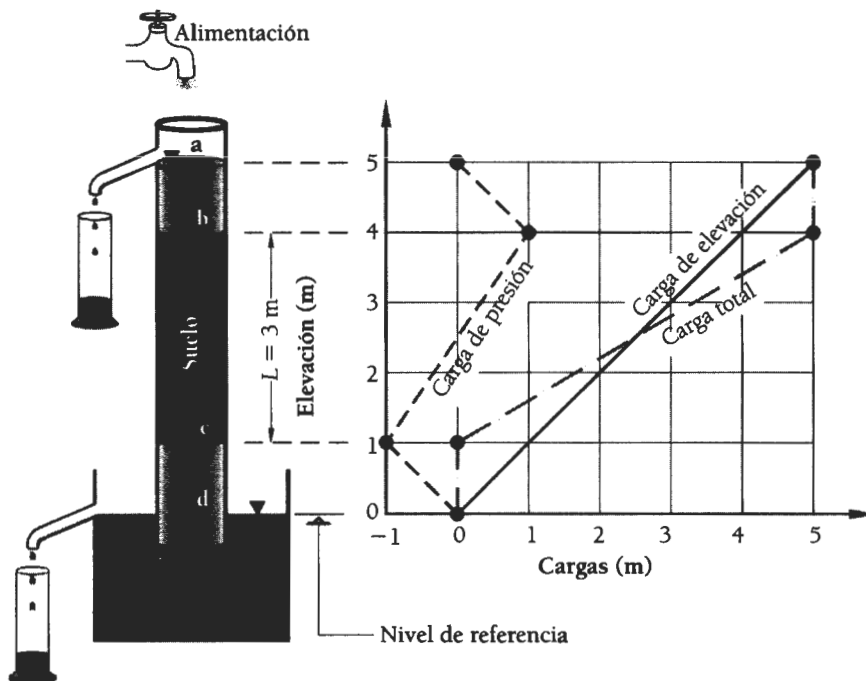


Figura 5.5. Ejemplo de flujo descendente.

En general, se recomienda determinar primero el diagrama de cargas de elevación, después el diagrama de carga total, y finalmente el diagrama de cargas de presión mediante la resta de los diagramas anteriores.

La solución del problema que se muestra en la figura 5.5 es la siguiente:

1. El diagrama de la carga de elevación es una línea recta con una pendiente a 45° (si las escalas vertical y horizontal son iguales).
2. Para dibujar el diagrama de la carga total, se procede mediante puntos conocidos. A la elevación 5 m (punto a), la carga total es igual a 5 m, ya que la carga de presión es cero. A la elevación 4 m (punto b), la carga de elevación es 4 m y la carga de presión es 1 m, de modo que la carga total es la suma de $4 + 1 = 5$ m. Este resultado indica que la carga total se mantiene constante de la elevación 5 a la elevación 4, ya que no hay pérdidas debido a que no hay suelo. A la elevación 0 m (punto d), la carga total es cero y, por tanto, a la elevación 1 m también es cero. Con los cálculos anteriores se puede dibujar el diagrama de variación de la carga total.

A partir del diagrama de la carga total, se puede concluir que hay flujo de agua de la elevación 4 m a la elevación 1 m.

3. El diagrama de la carga de presión se obtiene mediante la resta del diagrama de carga de elevación del diagrama de carga total.
4. El diagrama de velocidades se obtiene:

$$v = ki = k \frac{\Delta h}{\ell} = 0.5 \text{ m/s} \times 5\text{m}/3\text{m} = 0.833 \text{ m/s}$$

La velocidad en el suelo:

$$v_s = \frac{v}{n} = \frac{0.833}{0.33} = 2.52 \text{ m/s}$$

En la figura 5.6 se observa otro ejemplo de la obtención de los diagramas de cargas de elevación, total y de presión. En este caso, se concluye que el flujo del agua existe y tendrá la dirección de la elevación 1 m a la elevación 4 m.

La figura 5.7 presenta un problema muy interesante y de gran utilidad, ya que se trata de una columna con dos suelos con diferente permeabilidad. En este caso, para llegar a la solución, se necesita aplicar la ecuación de continuidad, a fin de resolver el cambio de carga total en la elevación 3 m.

Figura 5.6. Ejemplo de flujo ascendente.

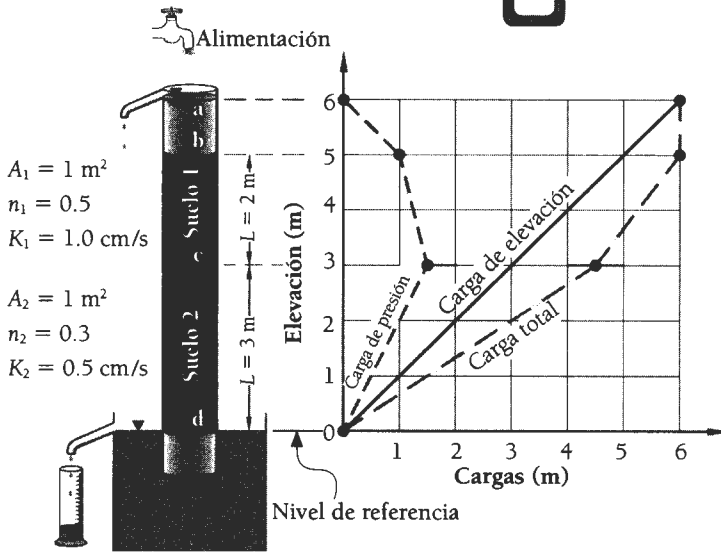
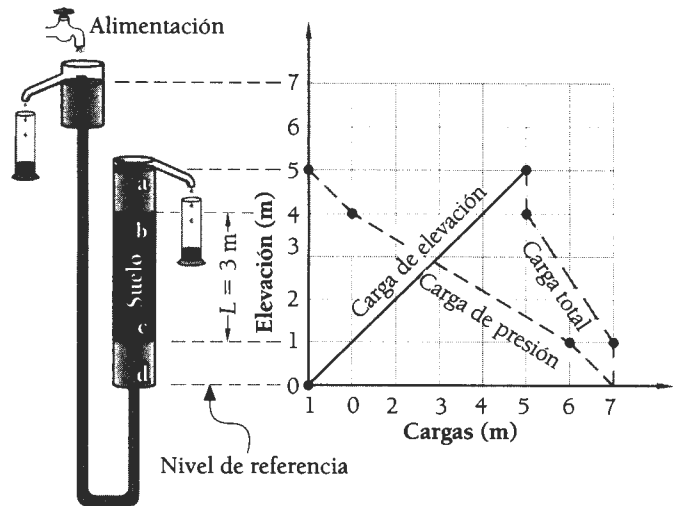


Figura 5.7. Ejemplo de flujo descendente con dos estratos.

Solución:

Gasto en el suelo 1 = Gasto en el suelo 2

$$Q_1 = Q_2$$

$$Q_1 = k_1 i_1 A_1 = 0.01 \frac{m}{s} i_1 1 m^2 = 0.01 i_1 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_2 = k_2 i_2 A_2 = 0.005 \frac{m}{s} i_2 1 m^2 = 0.005 i_2 \frac{m^3}{s}$$

Igualando: $0.01 i_1 = 0.005 i_2$

Como:
$$i_1 = \frac{\Delta h_1}{L_1} = \frac{\Delta h_1}{2 m} \text{ e } i_2 = \frac{\Delta h_2}{L_2} = \frac{\Delta h_2}{3 m}$$

entonces:
$$\frac{0.01\Delta h_1}{2} = \frac{0.005 \Delta h_2}{3}$$

Simplificado:
$$\Delta h_2 = 3\Delta h_1$$

Como:
$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 \therefore \Delta h = \Delta h_1 + 3\Delta h_1$$

por tanto:
$$\Delta h = 4\Delta h_1 \therefore \Delta h_1 = \frac{\Delta h}{4}$$

Como:
$$\Delta h = 6\text{ m}$$

entonces:
$$\Delta h_1 = \frac{6\text{ m}}{4} = 1.5\text{ m}$$

$$\Delta h_2 = 3\Delta h_1 = 4.5\text{ m}$$

La suma es $\Delta h = 6\text{ m}$. El quiebre está en $6\text{ m} - 1.5\text{ m} = 4.5\text{ m}$.

Con estos datos se puede dibujar el diagrama de carga total y, mediante la resta de diagramas, obtener el diagrama de carga de presión.

5.6. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

La **permeabilidad** de un suelo es una medida de su capacidad para permitir el paso de un fluido a través de él. La permeabilidad es una propiedad muy importante de los suelos, ya que afecta el costo de las actividades de construcción, como las excavaciones o la velocidad a la cual se lleva a cabo la consolidación de un estrato de suelo compresible.

La determinación experimental del **coeficiente de permeabilidad**, k , se basa en la medición del volumen de agua que, bajo el efecto de una carga hidráulica Δh , se filtra a través de una muestra de longitud L y sección transversal A conocidas, en un tiempo t .

Existen varios métodos directos para medir el coeficiente de permeabilidad de un suelo: .

1. Permeámetro de carga constante.
2. Permeámetro de carga variable.
3. Permeámetro de pared flexible.
4. Celda Rowe.

Los dos primeros son métodos clásicos y los dos últimos, métodos modernos.

Permeámetro de carga constante

Un permeámetro de carga constante está compuesto de un cilindro vertical que contiene a la muestra de suelo, la cual puede ser inalterada o formada en el laboratorio. La prueba consiste en medir el volumen de agua V en centímetros cúbicos, que pasa a través de la muestra de suelo de área transversal A en centímetros cuadrados en un tiempo t en segundos. La muestra se somete a una diferencia de cargas totales Δh en centímetros, la cual permanece constante durante la prueba, de ahí la prueba toma su nombre. La muestra tiene una longitud L en centímetros.

La figura 5.8 ilustra en forma esquemática el permeámetro de carga constante. Por tanto:

$$Q = V/t = k A i = k A \Delta h / L \quad (5.7)$$

$$k = \frac{VL}{\Delta h A t} \text{ (cm/s)} \quad (5.8)$$

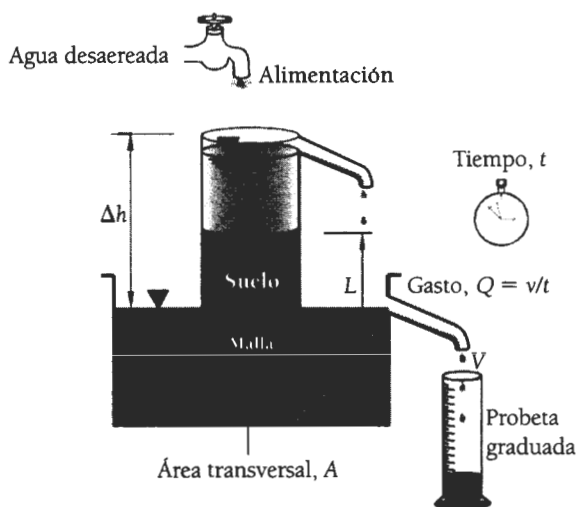


Figura 5.8. Permeámetro de carga constante.

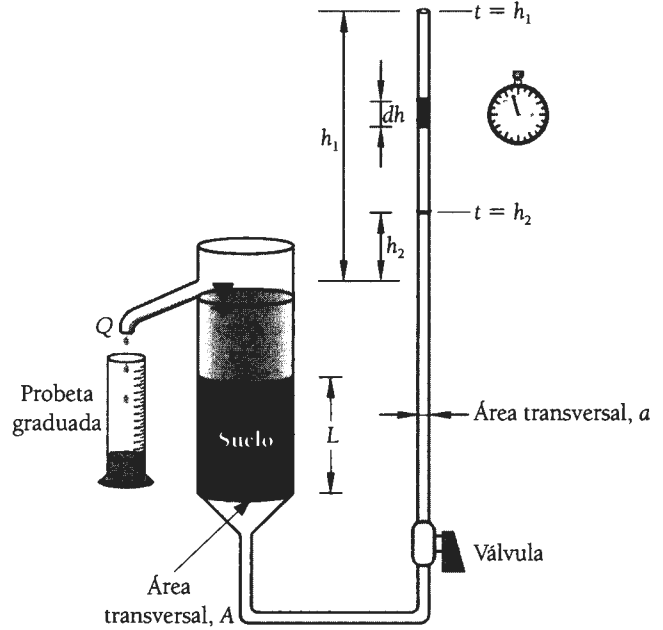
Esta prueba se aplica a suelos con una permeabilidad comprendida entre 10^2 y 10^{-3} cm/s, es decir, a gravas y arenas limpias, así como a mezclas de arena con gravas. La norma ASTM D2434 establece los detalles de la prueba.

Permeámetro de carga variable

La figura 5.9 muestra en forma esquemática el permeámetro de carga variable. El ensayo consiste en medir el volumen de agua V en centímetros cúbicos, que

pasa a través de la muestra de suelo de área transversal A . A diferencia del caso anterior, la carga hidráulica es variable durante el ensayo; por tanto, se toma una lectura de la h_1 bureta en el tiempo t_1 y otra lectura h_2 en el tiempo t_2 . El cálculo de la permeabilidad se realiza mediante la fórmula cuya deducción se da a continuación.

Figura 5.9. Permeámetro de carga variable.



El gasto, volumen de agua que pasa a través de la muestra en un tiempo $dt = (t_2 - t_1)$:

$$Q = kAi = kA \frac{\Delta h}{L} \quad (5.9)$$

donde $\Delta h = h_1 - h_2$ y L es la longitud de la muestra.

La cantidad Q se puede expresar como:

$$Q = -a \frac{dh}{dt} \quad (5.10)$$

Al igualar estas dos expresiones para Q :

$$-a \frac{d(\Delta h)}{dt} = kA \frac{\Delta h}{L} \quad (5.11)$$

Arreglando términos:

$$-\frac{d(\Delta h)}{\Delta h} = \frac{k}{L} \frac{A}{a} dt \quad (5.12)$$

Al efectuar la integración entre los límites h_1 y h_2 para h , y t_1 y t_2 para t :

$$K = \frac{a}{A} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log_e \frac{h_1}{h_2} = \frac{2.3a}{A} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (5.13)$$

$$K = \frac{a}{A} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log_e \frac{h_1}{h_2} = \frac{2.3a}{A} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

Este método es más apropiado para suelos con baja permeabilidad, como los suelos arcillosos, donde el gasto es muy pequeño, lo cual requiere de una mayor precisión en las mediciones.

Según el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad, el ensayo se realiza con carga constante o con carga variable. Casagrande y Fadum (1939) proporcionan una tabla para determinar el coeficiente de permeabilidad de acuerdo con el tipo de suelo (véase tabla 5.2).

Los dos ensayos clásicos descritos usan pared rígida, lo cual puede ser una fuente de error, ya que se puede sobreestimar la permeabilidad de la muestra, debido a la falta de contacto entre muestra de suelo y pared del recipiente.

La norma ASTM D-2334 determina los detalles del ensayo.

Permeámetro de pared flexible

Un permeámetro de pared flexible consta de una cámara de confinamiento, en su interior, una base y una cabeza para colocar una muestra de suelo envuelta en una membrana de látex, sujeta con arosellos. La prueba consiste en medir el volumen de agua V en centímetros cúbicos, que pasa a través de la muestra de suelo de área transversal A en un tiempo t . La figura 5.10 ilustra el permeámetro de pared flexible.

Las ventajas del permeámetro de pared flexible son:

- La muestra se envuelve con una membrana de látex y se aplica una presión de confinamiento.
- La muestra se puede saturar mediante contrapresión.
- El ensayo se puede efectuar bajo condiciones de esfuerzos efectivos y presión de poro controlados.
- Se pueden realizar ensayos bajo carga constante o carga variable.
- Se puede aplicar un amplio rango de gradientes hidráulicos.
- Se pueden efectuar ensayos bajo condiciones de consolidación isotrópica o anisotrópica.
- Se pueden realizar ensayos con flujo vertical o con flujo radial
- Otros.

Tabla 5.2. Permeabilidad y condiciones de drenaje de los suelos. (Casagrande y Fadum, 1939).

Coeficiente de permeabilidad k en cm/s (escala logarítmica)					
10²101.010⁻¹10⁻²10⁻³10⁻⁴10⁻⁵10⁻⁶10⁻⁷10⁻⁸10⁻⁹					
Drenaje		Bueno		Pobre	Prácticamente impermeable
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas de arena y grava.	Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada.		Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición.
			Suelos "impermeables", modificados por la vegetación o por descomposición.		
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo <i>in situ</i> por ensayos de bomberos. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.				
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.				
Determinación indirecta de k		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados.	Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.	Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.	
	Por cálculo partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.		Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia.		

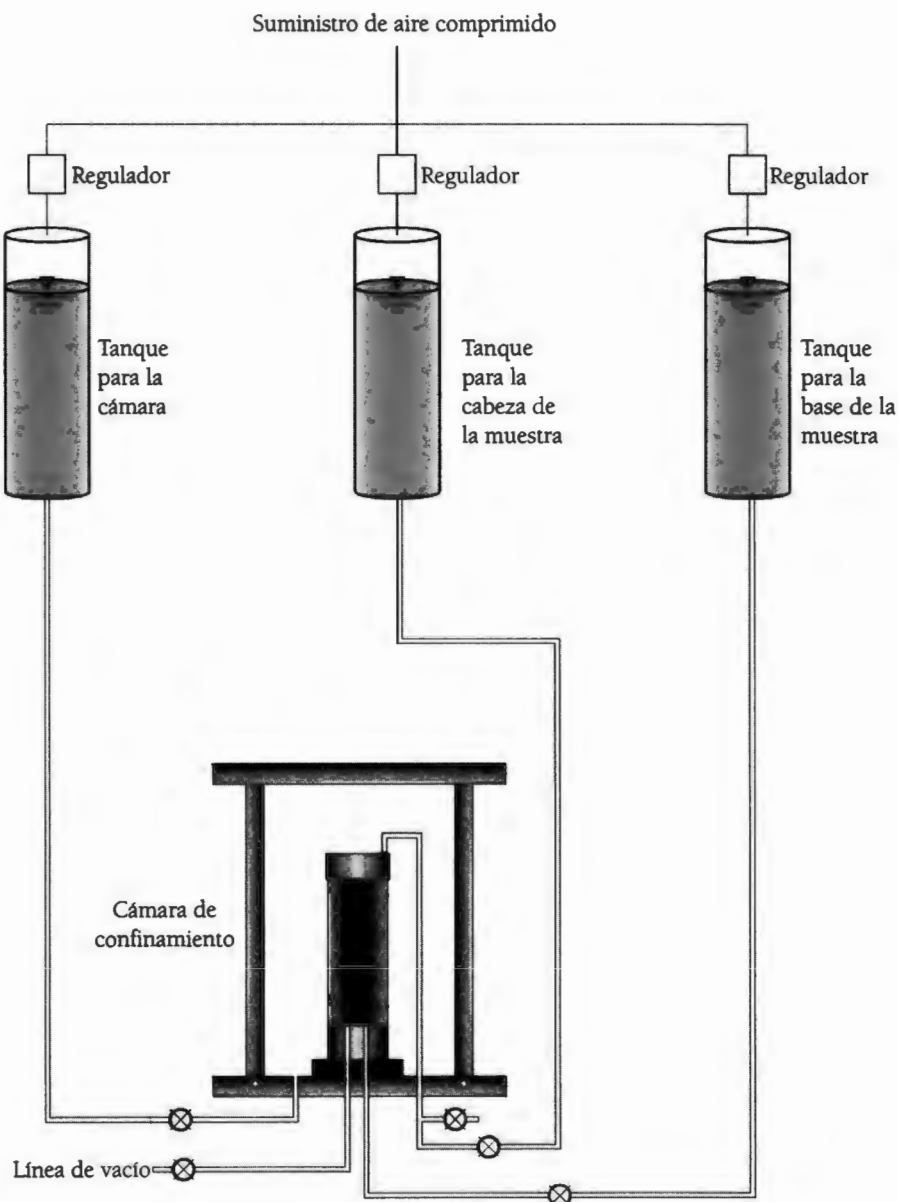


Figura 5.10. Permeámetro de pared flexible.

Sin embargo, una desventaja del permeámetro de pared flexible es que se puede subestimar la permeabilidad de muestras que presentan agrietamiento natural, dado que la aplicación de la presión de confinamiento tenderá a cerrar dichas grietas.

La norma ASTM D-5084 precisa los detalles de la prueba.

Celda Rowe

La figura 5.11 muestra la celda de consolidación tipo Rowe (Rowe y Barden 1966). El equipo se diseñó para realizar pruebas de consolidación, aunque también se puede utilizar para medir la permeabilidad de los suelos, tanto para flujo vertical como para flujo horizontal. La prueba se lleva a cabo para un esfuerzo efectivo vertical especificado; el esfuerzo horizontal efectivo se desconoce, pero se relaciona con el coeficiente de empuje de tierras en reposo $k_0 = \sigma_h / \sigma_v$.

La celda Rowe se fabrica de una aleación de aluminio, para tres diámetros (75 mm, 150 mm y 250 mm). La muestra de suelo se coloca en el interior de la cámara y se le aplica el esfuerzo vertical mediante un diafragma.

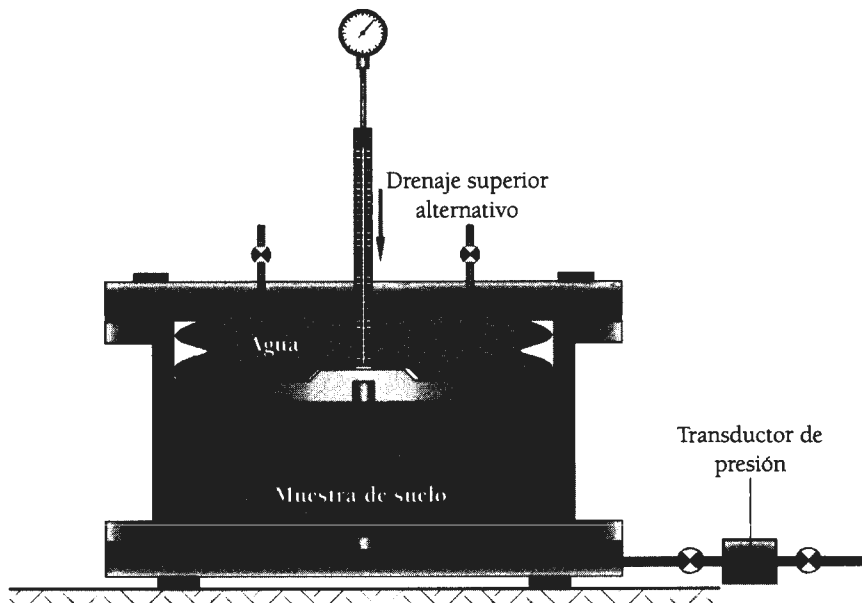


Figura 5.11. Esquema de celda de consolidación tipo Rowe.

Prueba de bombeo

Un método de campo muy simple, para determinar el coeficiente de permeabilidad, es la denominada prueba de bombeo. En la figura 5.12 se observa en forma esquemática la disposición de dicha prueba para un estrato permeable no confinado. Durante la prueba, el agua se extrae del pozo principal (con ademe perforado) a un gasto constante. Se perforan varios pozos de observación a diferentes distancias radiales alrededor del pozo principal. Se efectúan mediciones continuas del nivel del agua en los pozos de observación hasta que se alcance un régimen permanente, lo cual se establece cuando el nivel del agua de los pozos de observación y principal se vuelve constante.

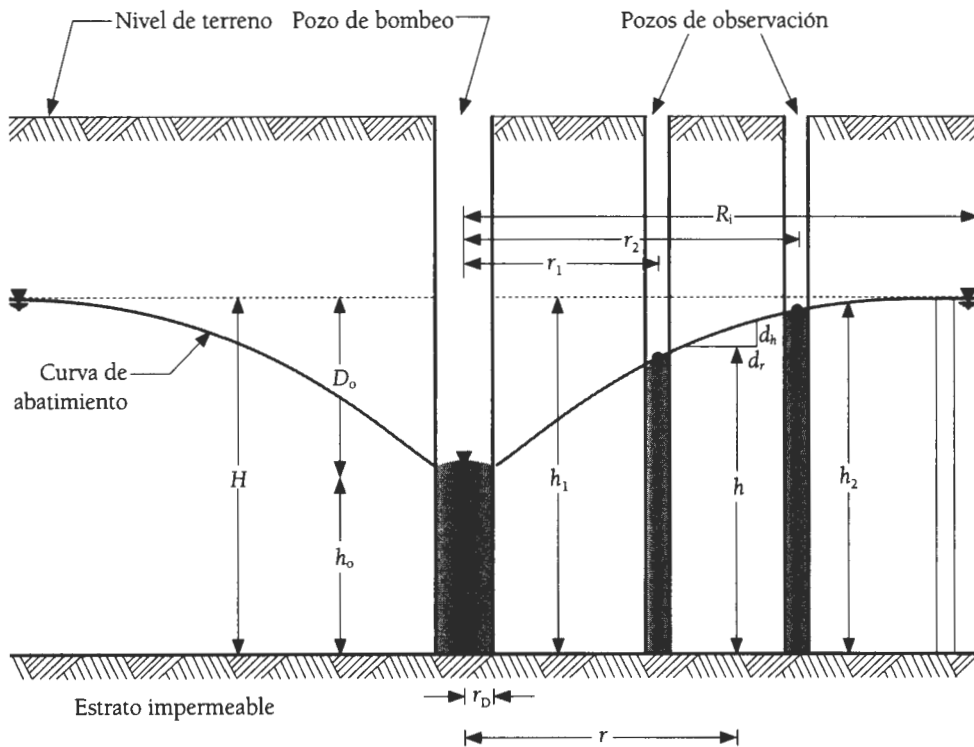


Figura 5.12. Prueba de bombeo en un acuífero confinado.

Las hipótesis en que se basa la deducción de la fórmula correspondiente son:

- La masa de suelo es homogénea, isótropa y semiinfinita.
- Es válida la ley de Darcy.
- El flujo del agua es radial hacia el pozo de bombeo.
- El gradiente hidráulico en cualquier punto es constante e igual a la pendiente de la curva de abatimiento (hipótesis de Dupuit, $i = dh/dr$).

El área radial para una distancia r es:

$$A = 2\pi rh \quad (5.14)$$

De acuerdo con la ley de Darcy:

$$Q = kAi = k2\pi rh \frac{dh}{dr} \quad (5.15)$$

$$Q \frac{dr}{r} = k2\pi h dh \quad (5.16)$$

Al efectuar la integración entre los límites r_1 y r_2 para r , y h_1 y h_2 para h :

$$Q \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = 2\pi k \int_{h_1}^{h_2} h \, dr \quad (5.17)$$

Se obtiene la siguiente expresión:

$$k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} = \frac{2.3 \, q \log_{10}(r_2/r_1)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \quad (5.18)$$

5.7. FACTORES QUE AFECTAN LA PERMEABILIDAD

Los factores que afectan la permeabilidad de los suelos son, entre otros:

La granulometría. Al disminuir el tamaño de las partículas de un suelo se reduce el tamaño de los poros y, por tanto, aumenta su dificultad al flujo del agua.

La forma y textura de las partículas. Las partículas equidimensionales presentan una menor dificultad al flujo del agua en contraposición con las partículas de forma elongada. Asimismo, la rugosidad superficial de las partículas dificulta el flujo del agua.

La composición mineralógica. En los suelos finos, en particular las arcillas, el tipo de material arcilloso influye en la dificultad del flujo debido al espesor de la doble capa de agua adsorbida, ya que disminuye el tamaño efectivo de los poros.

La relación de vacíos. El tamaño de los poros de un suelo depende de su relación de vacíos, por tanto afecta su permeabilidad.

El grado de saturación. La permeabilidad de un suelo generalmente decrece con el incremento de aire en los poros del suelo y puede invalidar la ley de Darcy si el grado de saturación es menor de 80 %.

El arreglo geométrico de los elementos estructurales. La distribución espacial de las partículas y grupos de partículas, así como de los poros del suelo, modifican de manera sustancial la permeabilidad. Asimismo, otros factores, como fisuras, discontinuidades, estados de floculación o dispersión, orientación y compacidad relativa, ejercen su influencia.

La naturaleza del fluido. Las propiedades del fluido (peso volumétrico, viscosidad, etc.) afectan la permeabilidad.

La temperatura. Al aumentar la temperatura, decrece la viscosidad del agua, y en los suelos arcillosos la temperatura afecta el espesor de la doble capa.

El estado de esfuerzos efectivos. Varios parámetros del suelo cambian al modificarse el estado de esfuerzos efectivos, así que la permeabilidad puede cambiar en forma importante.

5.8. LÍMITES DE VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY

La validez de la ley de Darcy depende del **número de Reynolds, R_e** . Según Wright (1968) se expresa mediante:

$$R_e = \frac{0.6vD_s\rho}{\eta(1-n)}$$

donde:

v = Velocidad de flujo.

D_s = Diámetro de la partícula cuya superficie específica es igual a la del conjunto.

ρ = Densidad del fluido.

η = Coeficiente de viscosidad del fluido.

En opinión de varios autores para:

– $R_e < 1$ es aplicable la ley de Darcy.

– $1 < R_e < 12$ se tiene buena aproximación.

5.9. PERMEABILIDAD DE SUELOS ESTRATIFICADOS

En general, los depósitos de suelo son estratificados (véase capítulo 2), lo cual modifica en forma importante la permeabilidad del medio. En la figura 5.13 se muestra un esquema simple de un depósito estratificado donde cada estrato o capa de suelo está caracterizado por permeabilidades k_{hn} y k_{vn} y un espesor d_n . Con este esquema es posible obtener una permeabilidad equivalente del estrato. Se pueden presentar dos casos: flujo horizontal y flujo vertical.

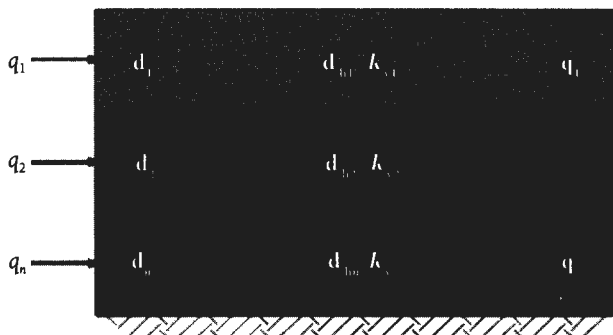


Figura 5.13. Depósito estratificado.

La figura 5.14 presenta el esquema básico para estudiar el flujo horizontal, donde las hipótesis de partida son que el gradiente hidráulico es el mismo para cualquier estrato o capa, y que el gasto total Q es la suma de los gastos individuales, lo cual se expresa así:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 \dots + q_n \quad (5.19)$$

$$q_1 = d_1 k_1 \Delta H / L$$

$$q_2 = d_2 k_2 \Delta H / L$$

$$\vdots$$

$$q_n = d_n k_n \Delta H / L$$

Por tanto:

$$Q = \sum_{i=1}^n d_i k_i \frac{\Delta h}{L} = \frac{\Delta h}{L} \sum_{i=1}^n d_i k_i \quad (5.20)$$

Si se expresa mediante una permeabilidad equivalente $k_h = D k_h \frac{\Delta H}{L}$, donde $D = \sum_{i=1}^n d_i$ $D = S d_i$, entonces:

$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^n d_i k_i}{\sum_{i=1}^n d_i} \quad (5.21)$$

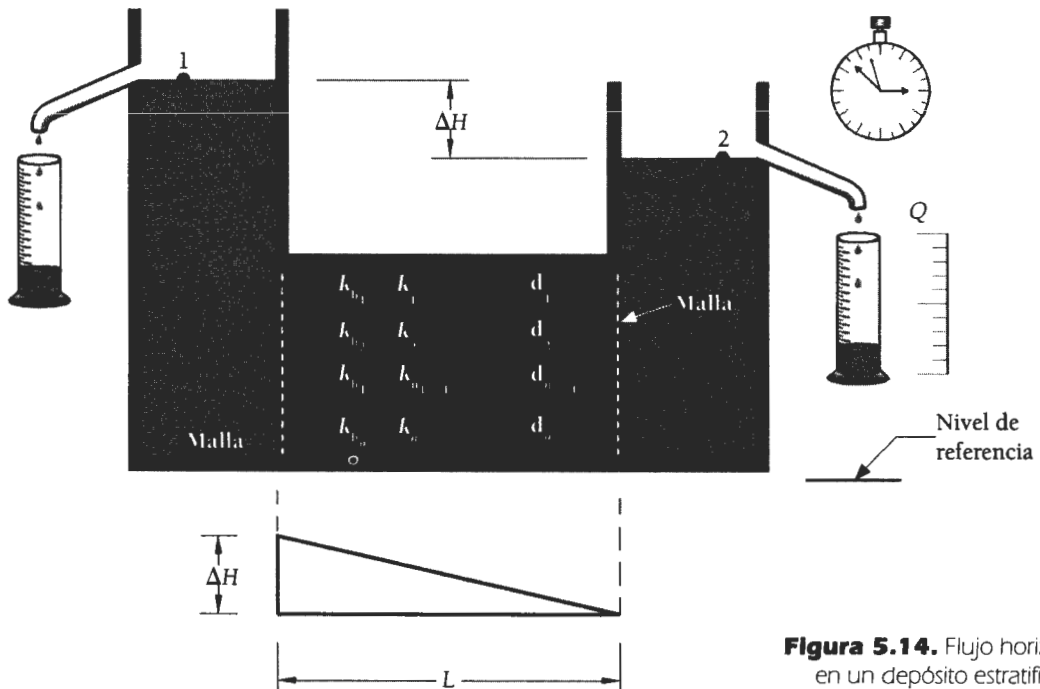


Figura 5.14. Flujo horizontal en un depósito estratificado.

La figura 5.15 muestra el esquema básico para estudiar el flujo vertical en un depósito estratificado, y en el cual las hipótesis de partida son que el gradiente hidráulico es diferente para cada estrato o capa, y el gasto total Q es igual para cada estrato o capa, esto se expresa como:

$$i_1 = \frac{\Delta h_1}{d_1}, i_2 = \frac{\Delta h_2}{d_2}, \dots i_n = \frac{\Delta h_n}{d_n}, \quad (5.22)$$

$$Q = q_1 = q_2 = \dots = q_n \quad (5.23)$$

Usando la ley de Darcy:

$$q_1 = Ak_1 \frac{\Delta h_1}{d_1}, q_2 = Ak_2 \frac{\Delta h_2}{d_2}, \dots q_n = Ak_n \frac{\Delta h_n}{d_n}, \quad (5.24)$$

Despejando:

$$\Delta h_1 = \frac{qd_1}{Ak_1}, \Delta h_2 = \frac{qd_2}{Ak_2}, \dots \Delta h_n = \frac{qd_n}{Ak_n}, \quad (5.25)$$

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 + \dots + \Delta h_n = \Delta H = \frac{Q}{A} \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{k_i} \quad (5.26)$$

Si se expresa mediante una permeabilidad equivalente $k_h = Dk_v \frac{\Delta H}{D}$, donde $D = \sum_{i=1}^n d_i$, entonces:

$$k_v = \frac{D}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{k_i}} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{k_i}} \quad (5.27)$$

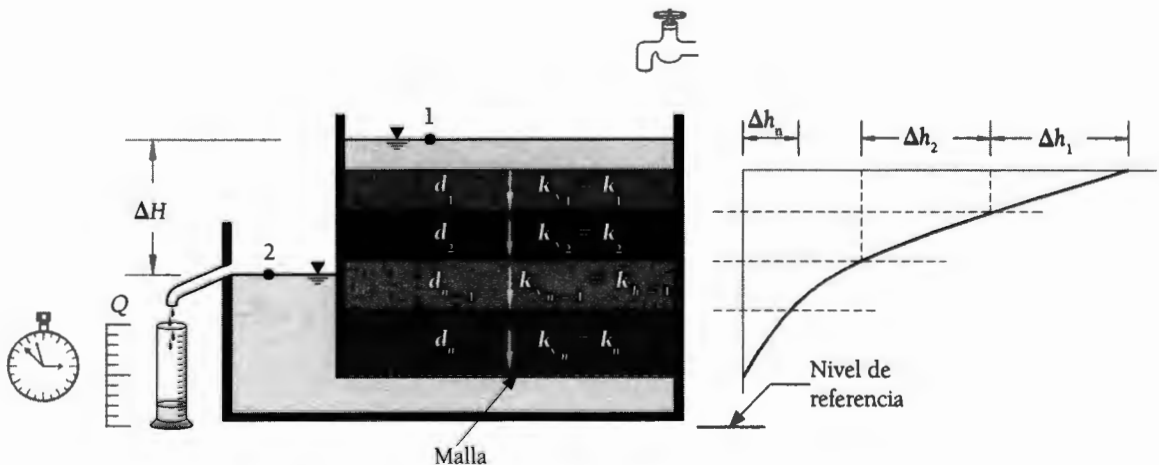


Figura 5.15. Flujo vertical en un depósito estratificado.

5.10. PRINCIPIO DE LOS ESFUERZOS EFECTIVOS

En la figura 5.16 se aprecia un corte de un área elemental S , que pasa a través de la superficie de contacto entre dos partículas, donde:

N = Fuerza normal total.

S = Área del elemento de suelo.

s = Área de contacto entre partículas.

N_1 = Fuerza normal intergranular.

u = Presión de poro o intersticial.

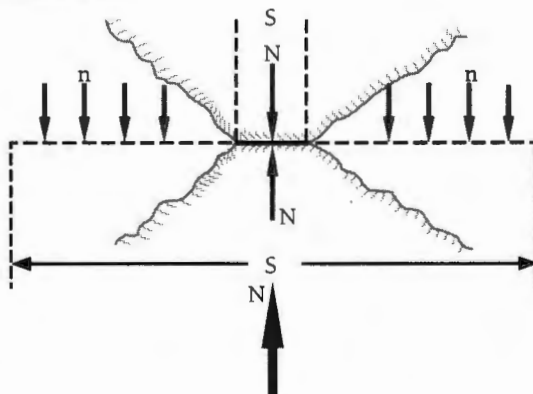


Figura 5.16. Superficie de contacto entre dos partículas.

Si se iguala N , fuerza normal total que actúa sobre S , con la fuerza intersticial y la intergranular normal, se tiene:

$$N = u(S - s) + N_1 \quad (5.28)$$

Dividiendo entre S y simplificando:

$$\sigma_1 = \sigma - u(1 - s/S) \quad (5.29)$$

donde:

$$\sigma_1 = N_1/S = \text{Presión intergranular.}$$

$$\sigma = N/S = \text{Presión total.}$$

En suelos, s/S suele ser sumamente pequeño, por lo cual, para efectos prácticos, la expresión se reduce a:

$$\sigma_1 = \sigma - u \quad (5.30)$$

Terzaghi (1967) encontró que σ_1 es la presión de la cual depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; es decir, la presión intergranular es la presión efectiva, σ' , lo que conduce a:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (5.31)$$

Esta expresión se conoce como el **principio de esfuerzos efectivos**, quizá la ley más importante de la mecánica de suelos.

La figura 5.17 muestra los diagramas de esfuerzos totales, de poro y efectivos para un perfil de suelo. Nótese que el nivel de agua freática (NAF) se localiza en la superficie del terreno. La figura 5.18 ilustra el efecto de abatir 2 m el NAF. Observe-mos que el diagrama de esfuerzos efectivos aumenta, con respecto al caso anterior.

Diagramas de esfuerzos

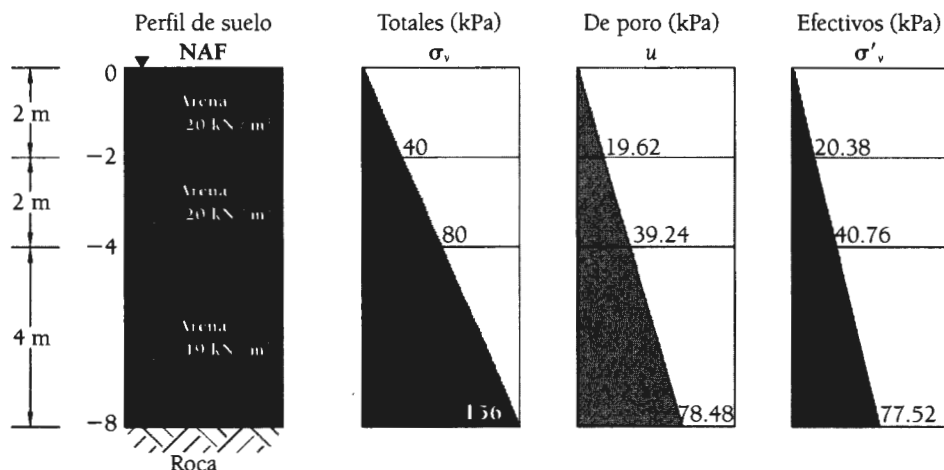


Figura 5.17. Ejemplo de esfuerzos de un perfil de suelo con nivel freático en la superficie.

Diagramas de esfuerzos

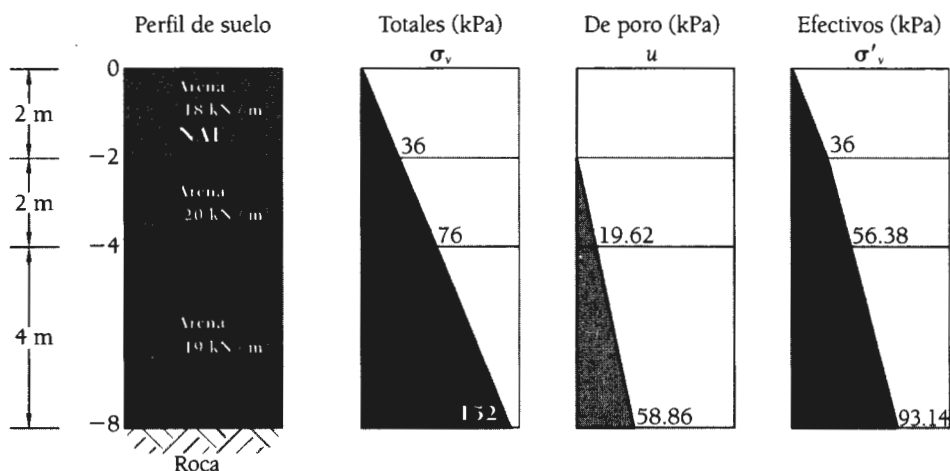


Figura 5.18. Ejemplo de esfuerzos de un perfil de suelo con nivel freático a 2 m de profundidad.

La figura 5.19 presenta un caso muy interesante, cuando el perfil de suelo está sometido a flujo de agua ascendente, provocado por el $\Delta H = 2$ m. Nótese que el diagrama de esfuerzos efectivos disminuye, con respecto al caso de la figura 2.17. Si el ΔH se aumenta a 7.5 m, el perfil de esfuerzos efectivos se anula y se provoca la falla del suelo (véase capítulo 7).

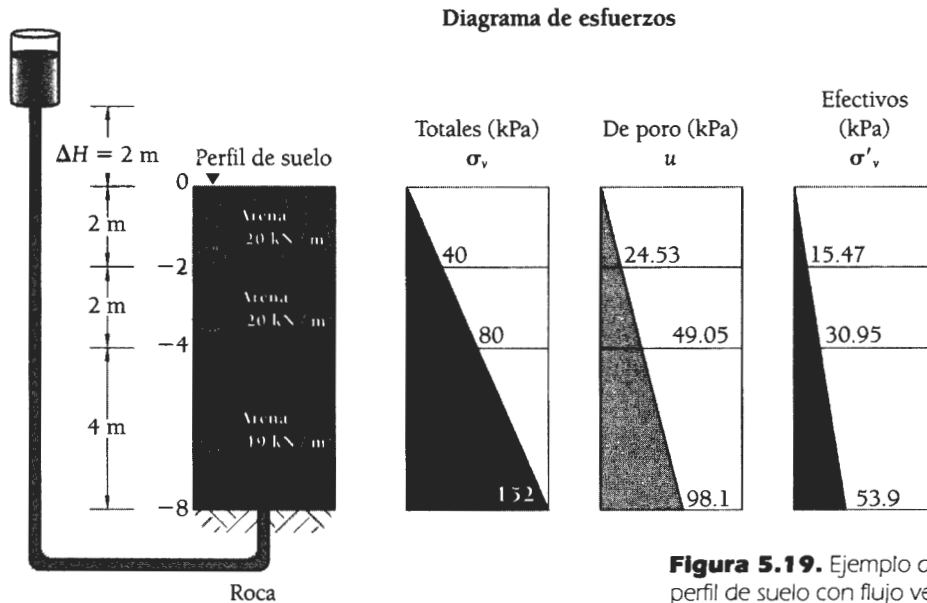


Figura 5.19. Ejemplo de esfuerzos de un perfil de suelo con flujo vertical ascendente.

5.11. FÍSICA DE LOS FLUIDOS

Un **fluido** es un tipo de medio continuo formado por alguna sustancia entre cuyas moléculas hay una fuerza de atracción débil. Los fluidos se caracterizan por cambiar de forma sin que existan fuerzas restitutivas tendientes a recuperar la forma original. Los fluidos se pueden dividir en líquidos y gases.

A diferencia de lo que ocurre en el estado sólido, en el líquido las moléculas que lo componen no se encuentran confinadas en posiciones fijas, sino que se mueven con facilidad de una posición a otra deslizándose unas sobre otras, de manera que el líquido adopta la forma del recipiente que lo contiene. Sin embargo, las moléculas de un líquido están muy cercanas entre sí y soportan fuerzas de compresión muy grandes. De ahí que para fines prácticos los líquidos son incompresibles.

Supóngase que de un resorte muy sensible se suspende un trozo de alambre limpio, el cual se introduce en agua. Al intentar extraer el alambre del agua se observa, por la deformación del resorte, que la superficie del agua ejerce una fuerza sobre el alambre.

Una aguja colocada con cuidado sobre la superficie del agua produce una pequeña depresión en ésta y queda flotando. Cuando un tubo de vidrio limpio y

de diámetro pequeño se introduce en agua, esta se eleva en el tubo; al repetir esta experiencia con mercurio, el líquido forma una depresión. Todos estos fenómenos y muchos otros de naturaleza análoga están asociados con la existencia de una superficie límite entre un líquido y cualquier otra sustancia.

En un suelo no saturado, donde se tienen las tres fases: sólida, líquida y gaseosa, se presenta una clase de fenómenos ocasionados por la interacción de éstas entre sí, particularmente entre la sólida y la líquida-gaseosa.

Para comprender el origen de estos efectos de superficie, necesitamos conocer los tamaños y distancias relativas de las moléculas de un líquido, así como las fuerzas existentes entre dichas moléculas. En física, la atracción entre sustancias diferentes se denomina **adhesión**, y entre sustancias iguales **cohesión**.

La variación de las fuerzas que actúan entre moléculas no sigue la conocida ley de proporcionalidad inversa al cuadrado de la distancia. Para distancias ligeramente menores a las dimensiones de una molécula, la fuerza es repulsiva y relativamente grande. Un par de moléculas estará en equilibrio cuando la distancia entre sus centros sea igual a r_0 . Si éstas se separan ligeramente, la fuerza existente entre ellas es atractiva y tenderán a aproximarse. Si las moléculas se aproximan a una distancia inferior a r_0 , la fuerza se hace repulsiva y ellas tenderán a separarse (figura 5.20).

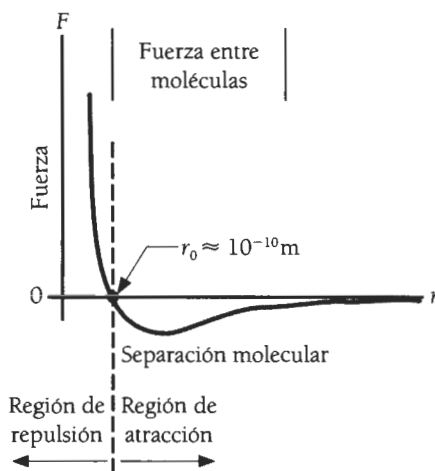


Figura 5.20. Comportamiento cualitativo de la fuerza entre un par de moléculas en función de su separación.

Coeficiente de tensión superficial

Desde el punto de vista experimental, la mayoría de los fenómenos asociados con la física de la interfase líquido-gas pueden describirse con la ayuda de una sola propiedad medible de su superficie; es decir, al modificar la forma de un líquido de manera que se incremente el área de su superficie, se requiere una cantidad de trabajo por unidad de área para originar la nueva superficie. Este trabajo puede recuperarse cuando el área disminuye, de modo que, aparentemente, la superficie es capaz de almacenar energía potencial.

El estado de equilibrio de un líquido es aquel en que la superficie adopta el valor mínimo compatible con otras restricciones. Por consiguiente, una gota libre de líquido toma la forma esférica por ser esta la superficie de área mínima para un volumen dado.

El trabajo que debe aplicarse para incrementar la superficie de un líquido resulta proporcional a este incremento. La constante de proporcionalidad, o trabajo por unidad de área, se denomina **coeficiente de tensión superficial de líquido** y se representa con el símbolo T_s . El trabajo dW necesario para aumentar el área de una superficie líquida en la cantidad dA es, por tanto:

$$dW = T_s dA \quad (5.32)$$

La tensión superficial puede expresarse en unidades de energía por unidad de área (dina/cm). En la tabla 5.3 se muestran algunos valores de T_s .

Tabla 5.3. Valores de tensión superficial.

Líquido en contacto con el aire	Temperatura (°C)	Tensión superficial γ (dinas/cm)
Benceno	20	28.9
Carbón	20	26.8
Etanol	20	22.3
Glicerina	20	63.1
Mercurio	20	465.0
Aceite de oliva	20	32.0
Jabón	20	25.0
Agua	0	75.6
Agua	20	72.8
Agua	60	66.2
Agua	100	58.9
Oxígeno	-193	15.7
Neón	-247	5.15
Helio	-269	0.12

Diferencia de presiones

En una interfase líquido-gas curva, la presión sobre la cara convexa es inferior a la que existe en la cara cóncava. Una burbuja de aire formada en el extremo de un tubo, como el que se ve en la figura 5.21, sufre diversas transformaciones complejas antes de hacerse inestable y romperse fuera del tubo. Sin embargo, en

el instante mismo en que se vuelve inestable, su forma se aproxima mucho a la de un hemisferio de radio R igual al radio del tubo. Efectuando operaciones algebraicas, se llega a que la presión p_a sobre la cara convexa de una superficie esférica difiere, por tanto, de la presión p sobre la cara cóncava en la cantidad $2T_s/R$.

Esto es:

$$p - p_a = \frac{2T_s}{R} \quad (5.33)$$

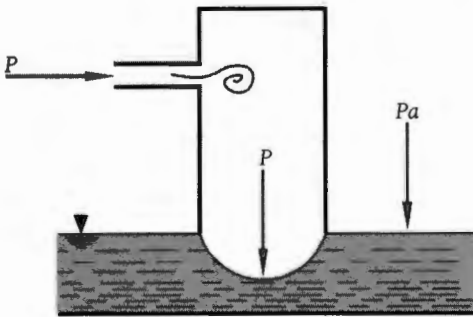


Figura 5.21. Burbuja de aire formada en el extremo de un tubo dentro de un líquido.

Ángulo de contacto

Consideremos las moléculas de un líquido próximas a las paredes del recipiente que lo contiene. Sobre estas moléculas actúan fuerzas de cohesión, B , ejercidas por las otras moléculas del líquido, y fuerzas de adherencia, A , debidas a las moléculas de la pared del recipiente. Si las fuerzas tienen las magnitudes relativas, indicadas en la figura 5.22, la fuerza resultante, R , tendrá la dirección representada. Al ángulo θ se denomina **ángulo de contacto**.

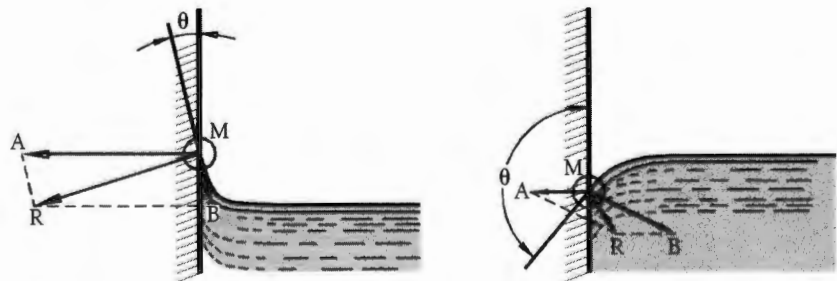


Figura 5.22. Contacto de un líquido con una superficie.

El ángulo de contacto entre agua y vidrio limpio es casi nulo; entre agua y plata es aproximadamente de 90° , y entre mercurio y vidrio es de unos 140° ; sin embargo, pequeñas cantidades de impurezas pueden producir grandes variaciones en los valores. Cuando el ángulo de contacto es pequeño, se dice que el líquido **moja** la superficie. Si el ángulo es grande, se dice que no moja la superficie.

Ascenso capilar en un tubo

Uno de los efectos de superficie más familiares es la elevación de un líquido en un tubo abierto de diámetro pequeño. El ascenso capilar tiene lugar en tres etapas:

1. Las fuerzas de cohesión y adherencia obligan a la superficie líquida interior del tubo a adoptar la forma curva.
2. La diferencia de presiones, p_a y p , crea un estado de desequilibrio.
3. El agua asciende con objeto de restablecer el equilibrio.

Con base en lo expuesto y en el esquema de la figura 5.23, se pueden estimar las fuerzas de ascenso y gravitacionales:

$$F_{\text{ascenso}} = \pi d T_s \cos \theta \quad (5.34)$$

$$F_{\text{gravitacional}} = \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \times h_c \gamma_w \quad (5.35)$$

Para el equilibrio en el punto A:

$$\pi d T_s \cos \theta = \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \times h_c \gamma_w \quad (5.36)$$

Por tanto:

$$h_c = \frac{4 T_s \cos \alpha}{d \gamma_w} = \frac{4 T_s \cos \alpha}{d \rho g} \quad (5.37)$$

Esta ecuación expresa la relación entre la altura capilar h_c (altura alcanzada por el líquido dentro del tubo), la tensión superficial y el diámetro del tubo. Obsérvese que la altura es inversamente proporcional al diámetro del tubo.

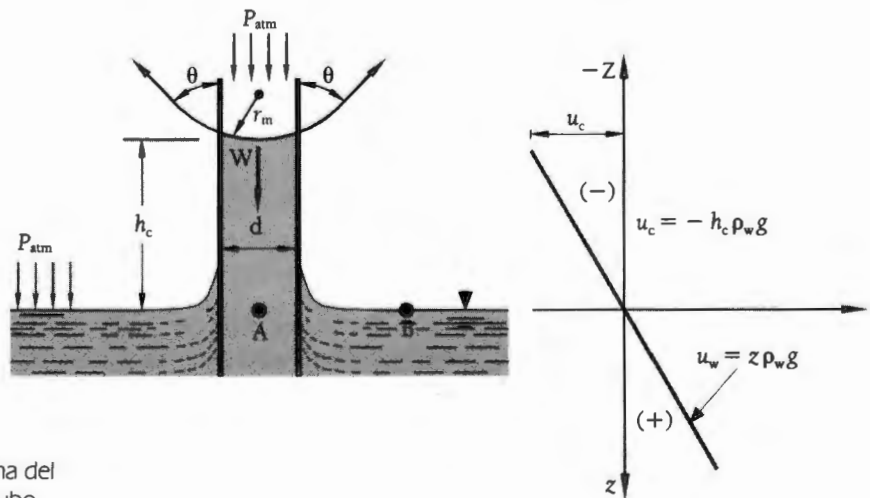


Figura 5.23. Esquema del ascenso capilar en un tubo.

Para las condiciones siguientes:

$$T_s = 72.8 \text{ dinas/cm (para } 20^\circ\text{C)}.$$

$$\gamma_w = 9.807 \text{ kN/m}^3.$$

$$\cos a = 1 \text{ (para } \theta = 0).$$

Se obtiene una expresión de la altura capilar en función únicamente del diámetro del tubo. Esta expresión se encuentra en forma gráfica en la figura 5.24.

$$h_{c \text{ máx}} = \frac{0.2969}{d} \text{ (cm)} \quad (5.38)$$

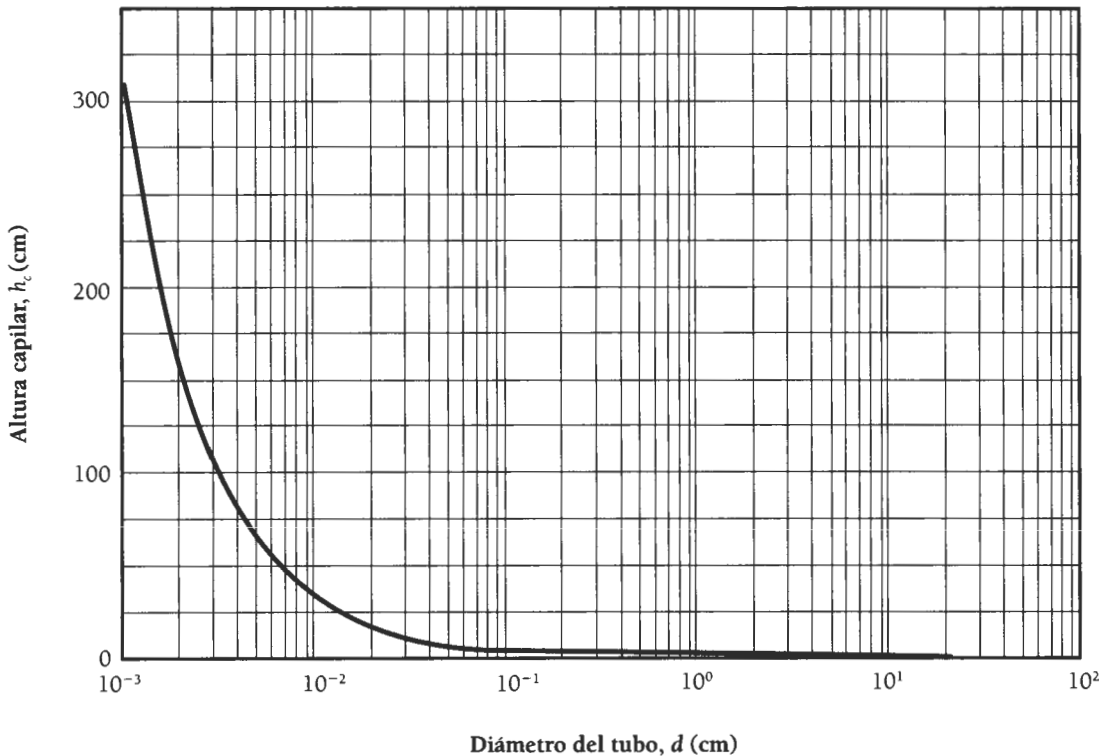


Figura 5.24. Gráfica de altura capilar.

La altura capilar no depende de la inclinación ni de la forma del tubo.

En los suelos no se tienen tubos capilares, como los discutidos, sino pasajes de forma irregular de varios tamaños y que pueden estar parcialmente llenos de agua, aire o gas. La capilaridad permite que un suelo seco succione agua a niveles por encima del NAF, y también da lugar a que el suelo retenga agua por encima de dicho nivel.

Un suelo tiene un número muy grande de diámetros de poros, por lo que puede haber un número muy grande de alturas capilares. No existe, por tanto, una altura capilar única para un suelo.

La capilaridad queda comprendida entre valores límites que pueden explicarse mediante la figura 5.25. En dicha figura, en el inciso *b* se ha representado un diagrama de la variación del grado de saturación con la distancia por encima del NAF.

Si la columna de suelo está inicialmente saturada y se permite su drenaje, la distribución del contenido de agua se representa por la línea A. Si se coloca una columna de suelo seco sobre el depósito de agua, la línea B indica la distribución del grado de saturación de equilibrio.

Las líneas A y B representan dos casos límite de distribución del grado de saturación. Las cuatro alturas capilares a-d constituyen límites de la posible gama que puede presentar un suelo. Cualquier altura capilar asociada con el drenaje de un suelo estará comprendida entre h_{cx} y h_{cs} , y la asociada con el ascenso capilar, entre h_{cr} y h_{cn} . La tabla 5.4 presenta datos obtenidos por Lane y Washburn (1946).

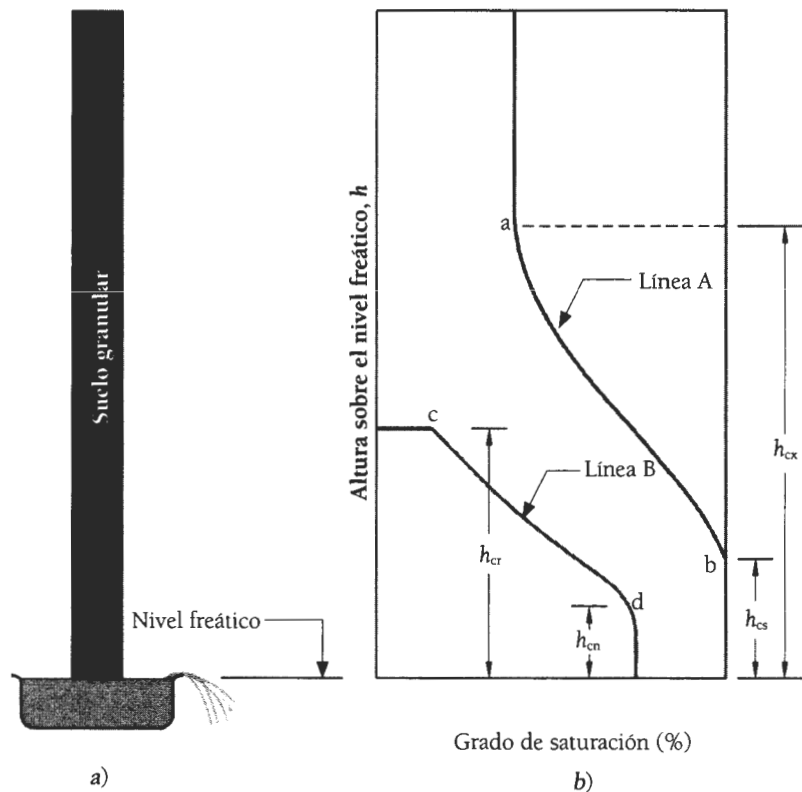


Figura 5.25. Alturas capilares en un suelo (Lambe y Whitman, 1969).

Tabla 5.4. Cargas capilares en suelos granulares (Lane y Washburn, 1946).

Suelo	Tamaño de las partículas D_{10} (mm)	Relación de vacíos	Carga capilar (cm)	
			h_{cr}	h_{ca}
Grava gruesa	0.82	0.27	5.4	6.0
Grava arenosa	0.20	0.45	28.4	20.0
Grava fina	0.30	0.29	19.5	20.0
Grava limosa	0.06	0.45	106.0	68.0
Arena gruesa	0.11	0.27	82.0	60.0
Arena media	0.02	0.48-0.66	239.6	120.0
Arena fina	0.03	0.36	165.5	112.0
Limo	0.006	0.95-0.93	359.2	180.0

El ascenso capilar genera presión de poro negativa. En la figura 5.26 se muestran dos puntos donde aparecen piezómetros. La presión de poro en el punto 1 es negativa y numéricamente igual a la distancia vertical desde el NAF hasta el punto 1 multiplicada por γ_w .

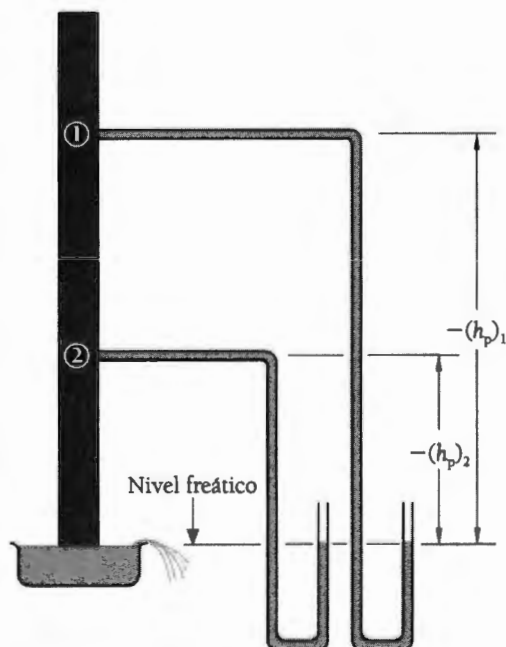


Figura 5.26. Presión en el agua capilar (Lambe y Whitman, 1969).

La presión de poro negativa ejerce una fuerza que mantiene los granos juntos. A mayor tensión capilar, mayor es el esfuerzo intergranular y, por tanto, mayor la fuerza de fricción entre los granos.

El signo negativo de la presión de poro se debe a que ésta ejerce una tensión o succión en el suelo. Para medir la succión en los suelos se usan tensiómetros como el que se observa en la figura 5.27. Este tensiómetro es muy simple y útil para ilustrar los conceptos básicos, aunque, para problemas prácticos existe otro tipo de tensiómetros.

En el punto A, la altura de columna es h , lo que representa una presión:

$$p = \rho g h = \gamma_w h \quad (5.39)$$

En suelos no saturados, p y h tienen signo negativo y por convención se expresan en valor absoluto y se denomina **succión mátrica, m** . La copa del tensiómetro tiene una piedra porosa con poros suficientemente pequeños que impiden la entrada de aire a la copa de medición cuando la presión p es menor que la atmosférica.

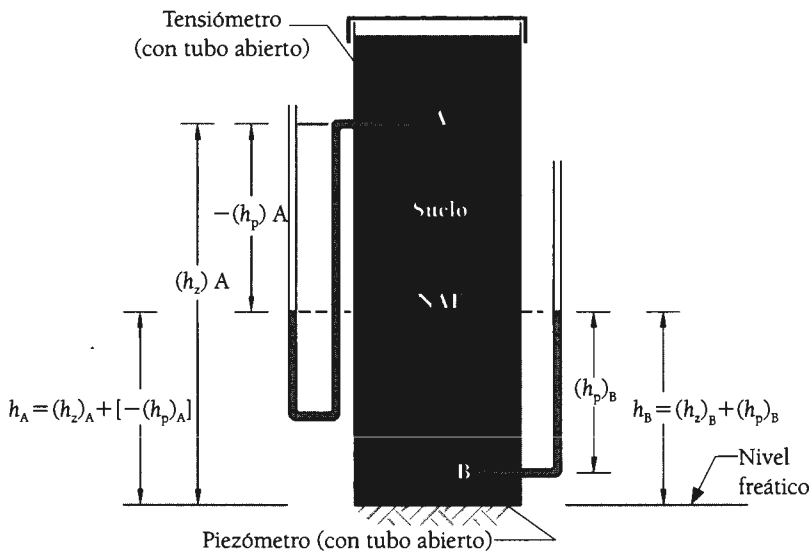


Figura 5.27. Tensiómetro colocado arriba de NAF.

5.12. POTENCIALES DEL AGUA

El estado del agua en los suelos se caracteriza por lo siguiente:

- La cantidad de agua presente.
- La energía.

La energía está compuesta por energía cinética y potencial. La energía cinética del agua se adquiere por su velocidad, mientras que la energía potencial se debe a su posición y a sus condiciones internas.

Consecuentemente, se tienen varios potenciales o combinaciones de potencial del agua, según el fenómeno que se estudie. En teoría, a cada fuerza que obra sobre el agua corresponde un potencial.

Por tanto, el **potencial total** del agua se define:

$$\Psi_T = \Psi_m + \Psi_g + \Psi_p + \Psi_\pi + \Psi_\Omega \quad (5.40)$$

donde:

- Ψ_T = Potencial total.
- Ψ_m = Potencial mátrico.
- Ψ_g = Potencial de gravedad (carga de elevación).
- Ψ_p = Potencial de presión (carga de presión).
- Ψ_π = Potencial osmótico.
- Ψ_Ω = Potencial por sobrecarga.

El potencial mátrico es producido por:

- Adhesión del agua a superficies sólidas.
- Capilaridad.
- Hidratación de iones.

El potencial mátrico, Ψ_m , se asocia con la atracción del agua por superficies sólidas y con la atracción mutua de las moléculas de agua; comprende las fuerzas no equilibradas en la interfase aire-agua que dan origen a la tensión superficial:

El potencial osmótico, Ψ_π , está asociado con la presión ejercida por una solución sobre una membrana semipermeable que puede ser atravesada por el solvente, pero no por el soluto.

$$\Psi_\pi = \text{potencial osmótico} = -RTC_s$$

donde:

- R = Constante universal de los gases ($4' 10^{-3}$ kPa m³ mol⁻¹ k⁻¹).
- T = Temperatura absoluta.
- C_s = Concentración del soluto (mol m⁻³).

El potencial por sobrecarga, Ψ_Ω , se genera por la aplicación de cargas externas al medio (suelo).

Presión osmótica

Una solución acuosa de un colorante puesta en contacto con agua pura se difunde lentamente en ésta. Por tanto, se entiende por **difusión** la migración de un soluto (sustancia disuelta en un solvente para formar una solución) en respuesta a una diferencia espacial en la concentración.

En la figura 5.28 se presenta en forma esquemática una solución separada de un solvente (agua) mediante una membrana semipermeable. La membrana es

permeable a las moléculas del solvente, pero no a las del soluto. El agua se difundirá a través de la membrana en un proceso llamado **ósmosis**.

El agua, al pasar a través de la membrana “empujará” la solución a una carga mayor H . El proceso de ósmosis puede detenerse mediante una presión π (presión osmótica).

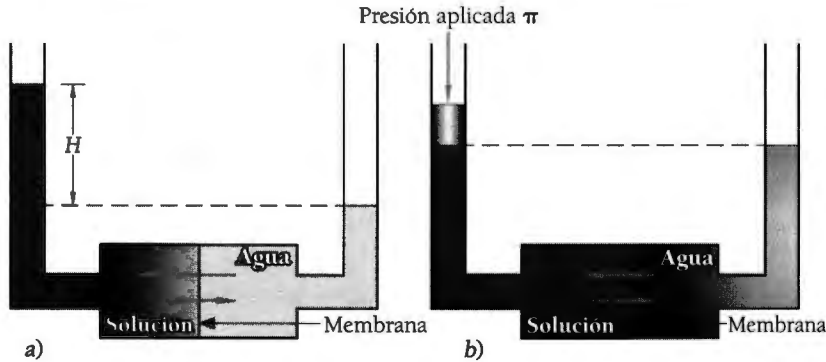


Figura 5.28. Ósmosis y presión osmótica.

5.13. TEORÍA DE LA SUCCIÓN

La **teoría de la succión** fue desarrollada a principios de 1900 por los especialistas de la física de los suelos, principalmente en relación con el sistema suelo-agua-planta.

Toda el agua situada por encima del nivel freático está a una presión inferior a la atmosférica. En todos aquellos puntos en que el menisco toca los granos de suelo, las fuerzas capilares actúan causando una presión intergranular dentro de dicho suelo, lo cual produce que el tubo capilar se vea sometido a compresión. Esta presión intergranular se llama **presión capilar**.

Las presiones intergranulares aumentan la resistencia al corte de los suelos. Las presiones capilares hacen que taludes verticales de gran altura permanezcan estables sin soporte lateral alguno.

El término **succión total** se refiere al estado de energía libre del agua del suelo. La succión total consta de dos términos: la succión mátrica o capilar ($u_a - u_w$) y la succión osmótica π , de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (5.41)$$

en donde:

u_a = La presión del aire de poro.

u_w = La presión del agua de poro.

La diferencia de presiones ($u_a - u_w$) se expresa como:

$$(u_a - u_w) = 2T_s/R \quad (5.42)$$

La ecuación anterior se conoce como la **ecuación del modelo de capilaridad de Kelvin**.

El pF de un suelo es el logaritmo de base 10 de la succión expresada en centímetros de agua (figura 5.29).

Una relación muy útil es la que existe entre el pF y el contenido de agua de un suelo. Las curvas obtenidas por Croney y Coleman (1960) se muestran en la figura 5.30. El procedimiento para medir esta relación en el laboratorio se ilustra en la figura 5.31.

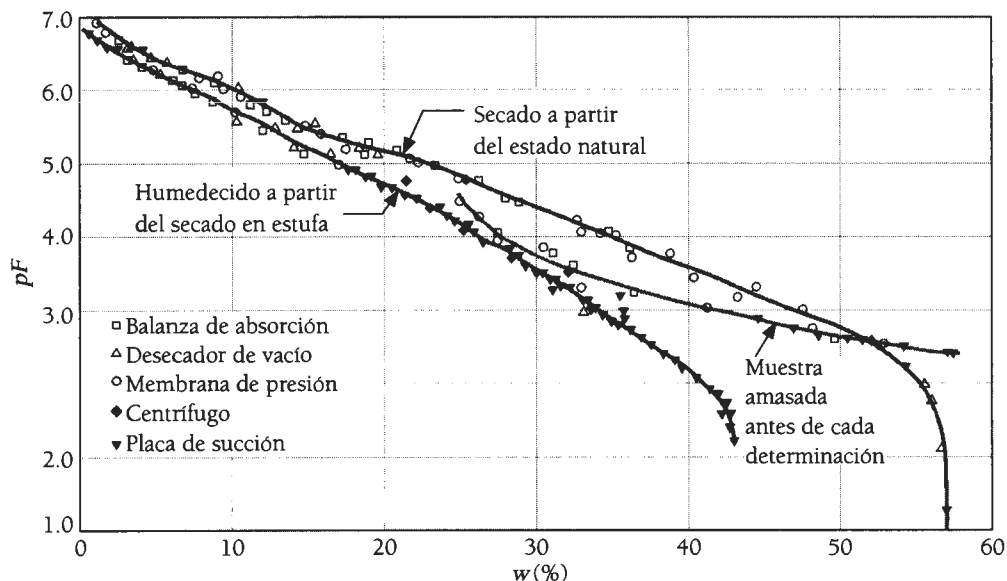
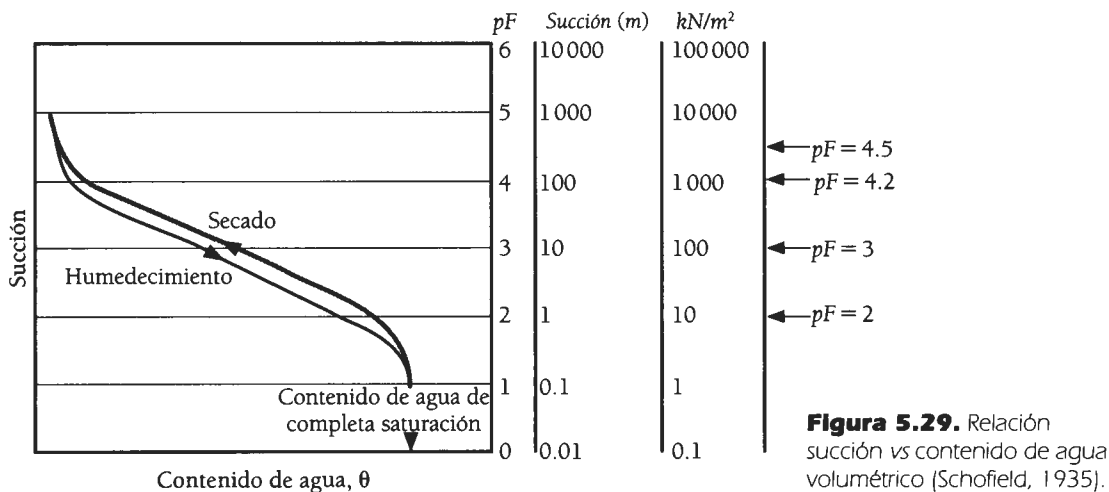
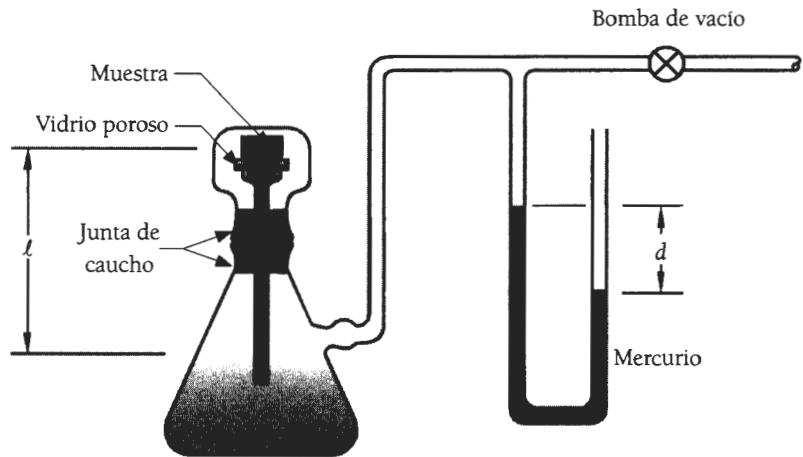


Figura 5.30. Contenido de agua (Croney y Coleman, 1960).

Figura 5.31. Esquema para la succión en un suelo (Croney, 1952).



Otra relación también muy útil para el estudio de los fenómenos relacionados con la succión es el contenido de agua volumétrico. Es decir, el contenido de agua se puede expresar como la relación entre el volumen de agua y el volumen total:

$$\theta = V_w / V_s + V_v \quad (5.43)$$

La relación entre ω y θ es:

$$\theta = \omega \gamma_d / 100 \gamma_w \quad (5.44)$$

El contenido de agua volumétrico se obtiene midiendo ω y γ_d y calculando θ .

La relación entre el contenido de agua volumétrico y la succión es una propiedad básica de los suelos (figura 5.32).

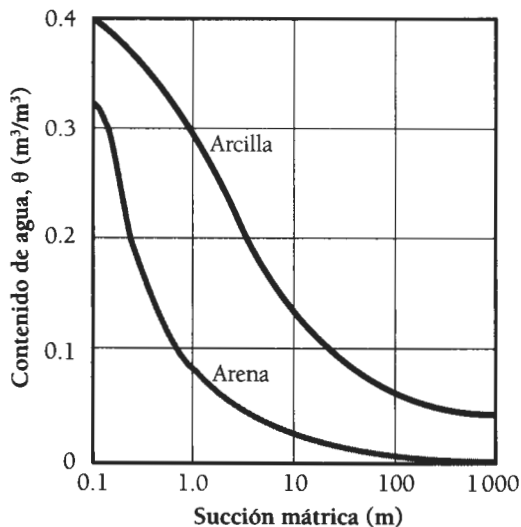


Figura 5.32. Relación contenido de agua θ y la succión (Marshall y Homes, 1979).

5.14. FENÓMENO DE CONTRACCIÓN EN SUELOS

En 1967, Terzaghi relacionó la idea de cómo los esfuerzos capilares causan la contracción de suelos finos al estudiar la analogía de un tubo capilar horizontal con paredes compresibles.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM (1955), Symposium on Permeability of Soils, *Special Technical Publication*, no. 163, ASTM, Filadelfia.
- Black, A. W. y Lee, K. L. (1973), Saturating laboratory samples by Back Pressure, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 109 (SM1): 75-93.
- Casagrande, A. y Fadum, R. E. (1939), *Notes on soil testing for engineering purposes*, Cambridge, Mass, Harvard University, Publication núm. 268.
- Croney, D. (1952), The movement and distribution of water in soils, *Geotechnique*, **3**(1): 1-16.
- Croney, D., y Coleman J. D. (1953), Soil moisture suction properties and their bearing on the moisture distribution in soils. *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, August 16-27, Zurich, Switzerland, pp. 13-18.
- (1960) *Pore Pressure and Suction in Soil*, Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, Londres, Butterworths, pp. 31-37.
- Darcy, H. (1856), *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*, Dijon, Paris, Dalmont.
- Lambe, T. W. y Whitman, R. V. (1969), *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons.
- Lowe, J. y Johnson, T. C. (1960), Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens, *Proc.*, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder.
- Marshall, T. J. y Holmes, J. W. (1979), *Soil Physics*, Cambridge University Press.
- NAFAFAC (1982), *Soil Mechanics* (DM 7.1), Naval Facilities Engineering Command, 355 p.
- Olson, H. W., Morin, R. H. y Nichols, R. W. (1988), Flow Pump Applications in Triaxial Testing, *Advances Triaxial Testing of Soils & Rocks*, ASTM STP 977, Donaghe, R. C. & Silver, M. L. Eds.: 68-81.
- Rowe, P. W. y Barden, L. (1966), A new consolidation cell, *Geotechnique*, **16**(2): 162-169.
- Schofield, R. K. (1935), The pF of the water in soil, *Trans. 3rd Int. Congr. Soil Sci*, **2**: 37-48.
- Terzaghi, K. y Pech, R. B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. ed., John Wiley and Sons.

Capítulo 6

Consolidación y compresibilidad



6.1. INTRODUCCIÓN

Bajo la acción de un esfuerzo, todo material experimenta una deformación. La naturaleza y magnitud de la deformación depende de la magnitud del esfuerzo aplicado, la trayectoria de esfuerzos, la velocidad de deformación, las propiedades del material y el tiempo.

Los materiales tienen comportamiento elástico o cuasielástico para bajos niveles de esfuerzo. Cuando las deformaciones permanecen constantes con el tiempo y desaparecen inmediatamente que se retira el esfuerzo, se considera que el material tiene **comportamiento elástico**. El nivel de esfuerzos para el cual el material deja de comportarse elásticamente se denomina **límite elástico** (figura 6.1).

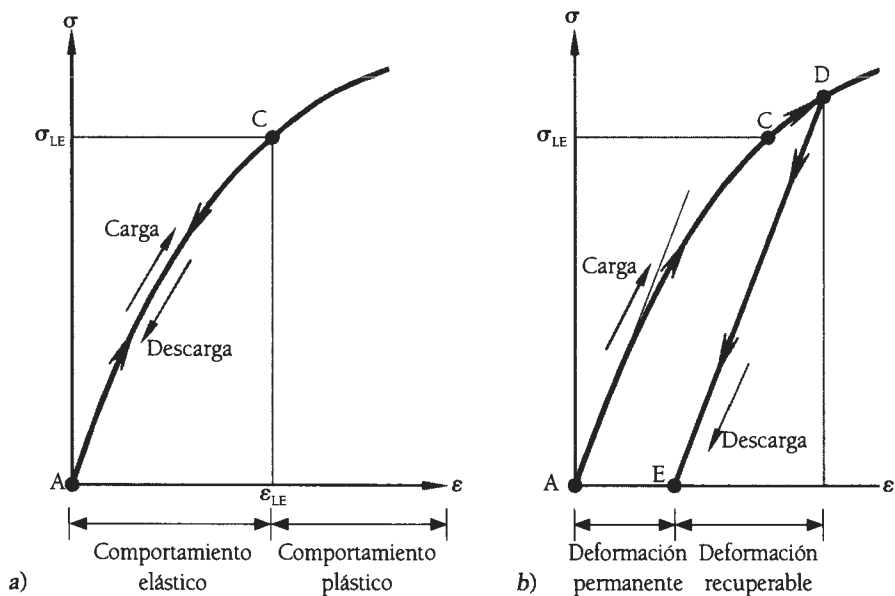


Figura 6.1. Comportamiento esfuerzo-deformación.

La deformación que no desaparece después de remover el esfuerzo se denomina **deformación plástica**. Los materiales que experimentan deformación diferida con respecto al tiempo se llaman de **comportamiento viscoplástico**.

Cuando un estrato de suelo saturado y compresible se somete a un cambio en el estado de esfuerzos, la presión de poro aumenta en forma instantánea. En suelos permeables, la disipación de la presión de poro puede ser inmediata; en cambio, en suelos poco permeables la disipación puede tomar un tiempo considerable. Independientemente de la velocidad con la que se lleve a cabo la disipación de la presión de poro, se origina un cambio de volumen y, por tanto, el asentamiento correspondiente. Se denomina **asentamiento (S)** a una deformación vertical hacia abajo que experimenta una región de suelo.

La deformación del suelo se debe al menos a dos mecanismos: a la expulsión de agua y/o aire de los poros del suelo; y a la distorsión angular, la cual se produce por el desplazamiento y rotación de partículas, con o sin disipación de presión de poro. Estos dos mecanismos de deformación ocurren simultáneamente; la magnitud relativa de cada uno de ellos depende de las condiciones de frontera.

COMENTARIO

En general, la naturaleza del comportamiento de todo material sólido, cuando se sujeta a un esfuerzo constante, se ilustra en la figura 6.2, donde se observa lo siguiente: una deformación inicial, que puede ser parcialmente recuperable; a continuación, una etapa con decrecimiento de la velocidad de deformación, designada como etapa primaria o con endurecimiento a la deformación; luego, una segunda etapa con velocidad de deformación constante; después, una tercera etapa, que puede conducir a la falla del material. La tercera etapa puede no presentarse, lo cual depende de la magnitud del esfuerzo aplicado y de las condiciones de frontera. Asimismo, la segunda etapa puede ser asintótica e incluso ser horizontal.

Creep es el nombre que se da a la deformación lenta de un material sólido observado durante un largo tiempo, bajo esfuerzo constante (figura 6.2). Un ejemplo conocido que ilustra este fenómeno es el movimiento de un glaciar valle abajo.

Asociada a la prueba de creep, se tiene la **prueba de relajación**, que consiste en someter un material sólido a una deformación prelijada y registrar el esfuerzo necesario para mantener la deformación durante un largo tiempo (figura 6.3).

En los suelos se presentan tres tipos de deformación: inmediata, debida a consolidación y debida a creep. Lo anterior explica la complejidad del comportamiento de los suelos sometidos a la acción de esfuerzos. ■

Figura 6.2. Características generales de deformación de un material sólido con el tiempo (creep).

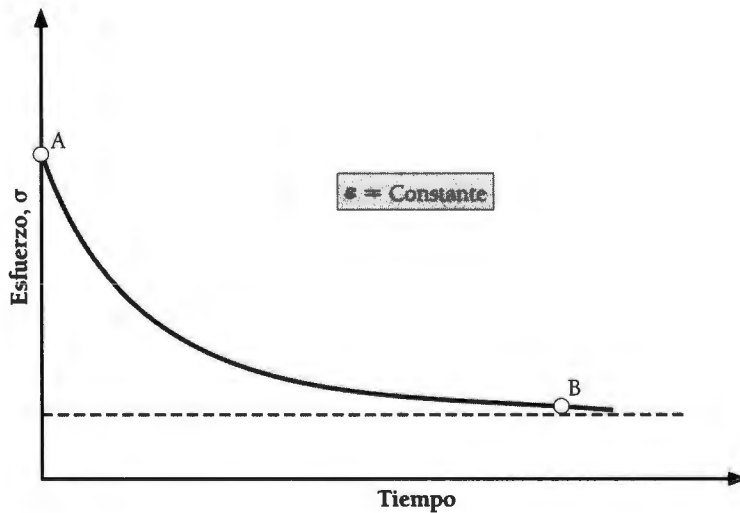
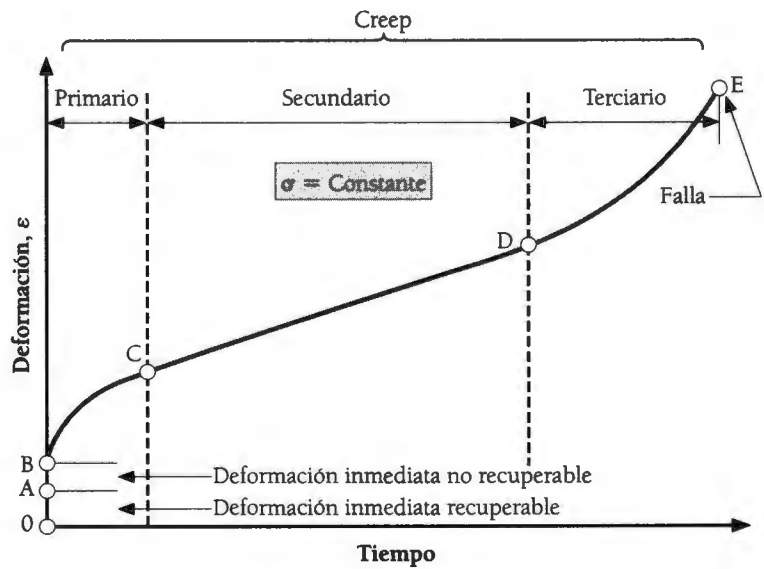
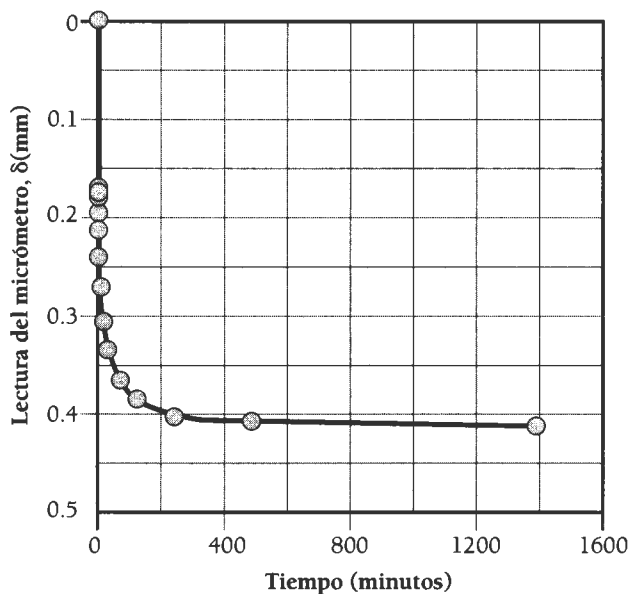


Figura 6.3. Prueba de relajación.

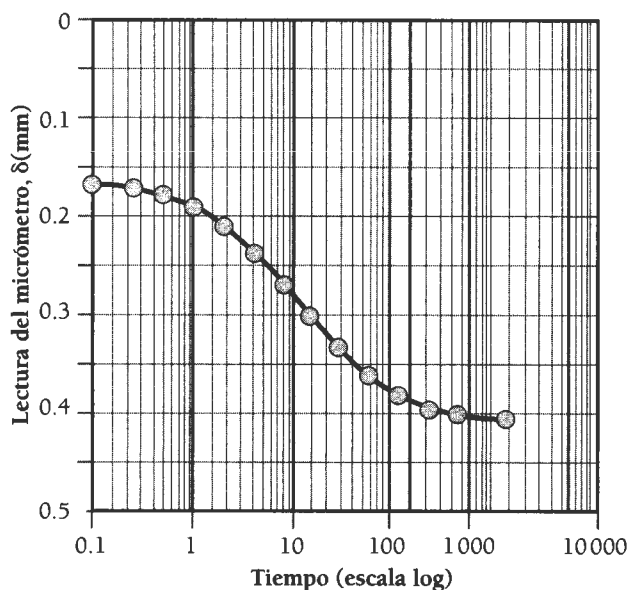
6.2. CONSOLIDACIÓN, COMPRESIBILIDAD Y CREEP

La **consolidación** es un **proceso** de cambio de esfuerzos efectivos producido por la disipación de la presión de poro, lo que induce una reducción del volumen (deformación), en función del tiempo (t), debido a la expulsión del agua de los poros del suelo. La consolidación la ocasiona un aumento de esfuerzos en la masa de suelo. La velocidad de deformación la controla la permeabilidad.

Una curva característica de la compresión *vs.* el tiempo de una muestra de suelo se ilustra en la figura 6.4a. La curva de la figura 6.4b presenta los mismos datos de la figura 6.4a, pero con el eje horizontal en escala logarítmica. Las curvas obtenidas se conocen como **curvas de consolidación** o **curvas de compresión** del suelo.



a)

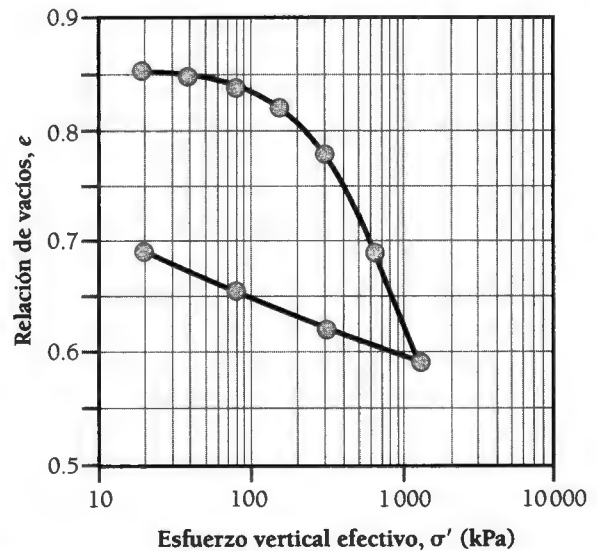


b)

Figura 6.4. Curvas características de compresión de un espécimen de suelo.

La **compresibilidad** es la **propiedad** de un suelo de reducir su volumen cuando se le somete a un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$. Se expresa como la relación entre el cambio de volumen Δv o el cambio de la relación de vacíos Δe y la magnitud del incremento de esfuerzo aplicado. Al referirse a la compresibilidad, no se alude explícitamente a la variable tiempo. Una curva característica de compresibilidad se muestra en la figura 6.5.

Figura 6.5. Curva de compresibilidad de un espécimen de suelo.



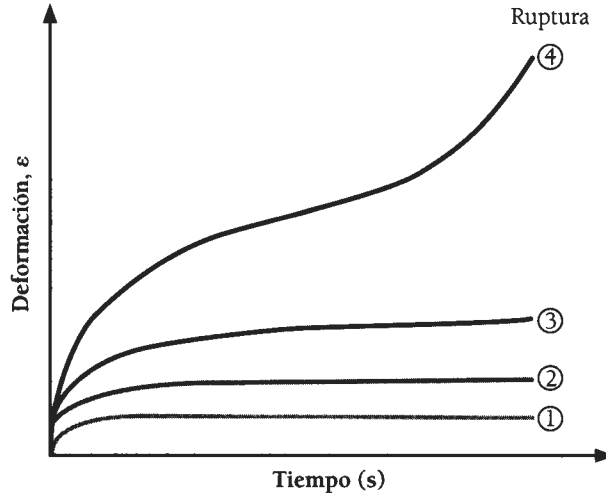
COMENTARIO

Tradicionalmente se considera que la deformación de los suelos ocurre como resultado de los cambios en los esfuerzos efectivos. En realidad, algunos suelos continúan deformándose cuando los esfuerzos efectivos permanecen constantes, a este comportamiento se le llama *creep*. En estudios tradicionales se denomina *consolidación secundaria* o *compresión secundaria*, pero en este libro no se usa esta nomenclatura. ■

El **creep** es un **proceso** de deformación lenta (distorsional o volumétrica) de un suelo, bajo esfuerzo. La resistencia viscosa de la estructura del suelo controla el proceso. Para un estado de esfuerzos dado, las deformaciones se incrementan con el tiempo, aun bajo condiciones no drenadas (creep no drenado).

La figura 6.6 ilustra el comportamiento de creep en un espécimen de suelo, sometido a diferentes niveles de esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d$. Para un nivel de esfuerzo σ_d muy pequeño (curva 1), la deformación tiende a una horizontal. Para un mayor nivel de esfuerzo (curvas 2 y 3), la deformación continúa pero a una velocidad de deformación decreciente. Si el esfuerzo es grande, la deformación continúa y tiende a acelerarse, lo cual puede conducir a la falla (curva 4).

Figura 6.6. Curvas de deformación-tiempo para creep.



6.3. MODELO REOLÓGICO DE KELVIN

El físico y matemático británico Kelvin (1824-1907) propuso el modelo reológico que se observa en la figura 6.7. El modelo está compuesto de un resorte linealmente elástico (modelo de Hooke), en el cual la deformación ϵ_H es directamente proporcional al esfuerzo σ_H (figura 6.7a), y de un amortiguador hidráulico con un líquido viscoso (modelo de Newton), en el cual, cuanto mayor sea la rapidez o velocidad de deformación, mayor será el esfuerzo para mantener el movimiento del esfuerzo aplicado (figura 6.7b). Por tanto, la velocidad de deformación (la derivada de la deformación con respecto al tiempo) se representa con $\dot{\epsilon}$.

Según lo expresado, para un material linealmente elástico:

$$\sigma_H = E \cdot \epsilon_H \quad (6.1)$$

donde E es una constante de proporcionalidad conocida como el **módulo de elasticidad**.

Para el amortiguador:

$$\sigma_N = \eta \cdot \dot{\epsilon}_N \quad (6.2)$$

donde η es el coeficiente de viscosidad.

Si el modelo de Kelvin (véase figura 6.7c) se somete a la aplicación de un esfuerzo σ_0 , constante con el tiempo, como se muestra en la figura 6.7d, se puede escribir la ecuación:

$$\sigma_0 = \sigma_H + \sigma_N \quad (6.3)$$

$$\sigma_0 = E \cdot \epsilon_H + \eta \cdot \dot{\epsilon}_N \quad (6.4)$$

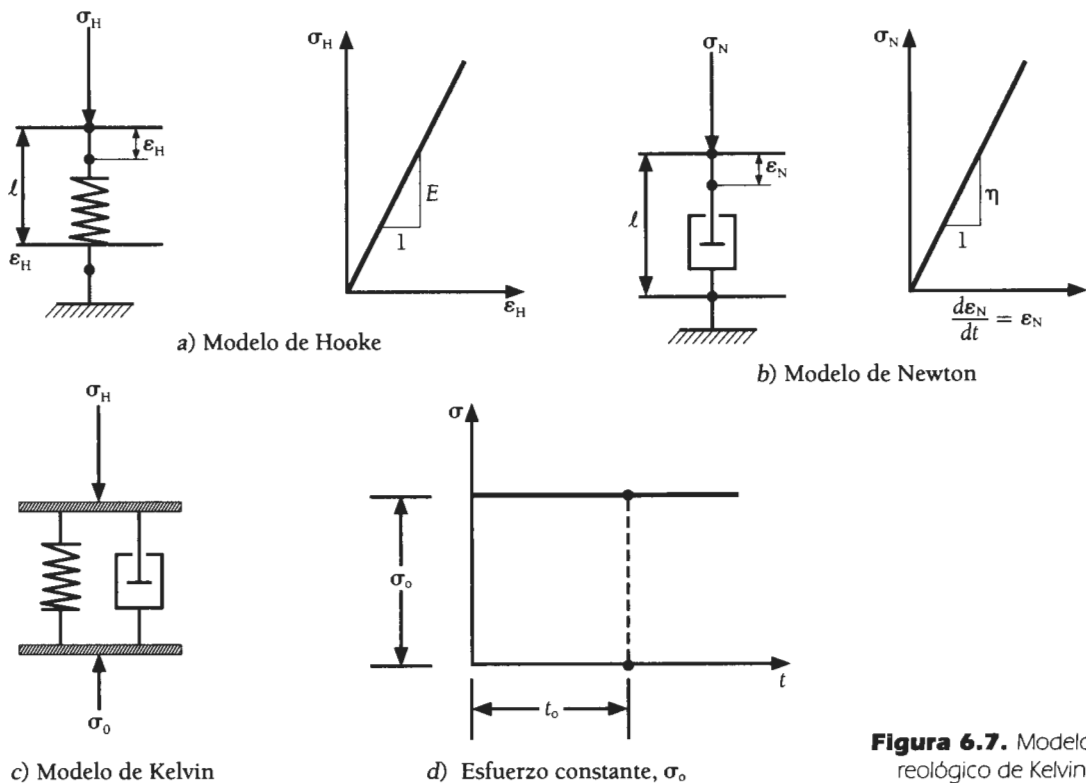


Figura 6.7. Modelo reológico de Kelvin.

Al aplicar el esfuerzo σ_0 , la misma deformación se induce en el resorte y en el amortiguador, es decir:

$$\varepsilon = \varepsilon_H = \varepsilon_N \quad (6.5)$$

Entonces:

$$\sigma_0 = E \cdot \varepsilon + \eta \cdot \dot{\varepsilon} \quad (6.6)$$

La ecuación anterior se puede escribir en la siguiente forma:

$$\dot{\varepsilon} + \frac{k}{\eta} \varepsilon = \frac{\sigma_0}{\eta} \quad (6.7)$$

Si:

$$\frac{k}{\eta} = \alpha \quad (6.8)$$

Entonces se tiene la ecuación diferencial:

$$\dot{\varepsilon} + \alpha \varepsilon = \frac{\sigma_0}{\eta} \quad (6.9)$$

La solución de la ecuación diferencial es:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} (1 - e^{-\alpha t}) \quad (6.10)$$

La figura 6.8a muestra la gráfica de la ecuación anterior, donde se observa cómo aumenta la deformación ϵ en función del tiempo, hasta lograr una condición de equilibrio, representada por una deformación igual a:

$$\epsilon_{t=\infty} = \frac{\sigma_0}{E} \quad (6.11)$$

Lo que significa que la deformación está acotada por el resorte, es decir, la deformación se aproxima asintóticamente a la deformación determinada por el resorte elástico hasta que todo el esfuerzo que se aplica lo soporta el resorte y el amortiguador queda inactivo.

La evolución, con respecto al tiempo, del esfuerzo en el resorte se expresa mediante:

$$\sigma_H = k\epsilon = \sigma_0 (1 - e^{-\alpha t}) \quad (6.12)$$

La figura 6.8b es la gráfica correspondiente. En la figura 6.8c se representa la evolución del esfuerzo en el amortiguador con el tiempo, lo cual se expresa mediante la ecuación:

$$\sigma_N = \eta \frac{d\epsilon}{dt} = \eta \frac{d}{dt} \left[\frac{\sigma_0}{k} (1 - e^{-\alpha t}) \right] \quad (6.13)$$

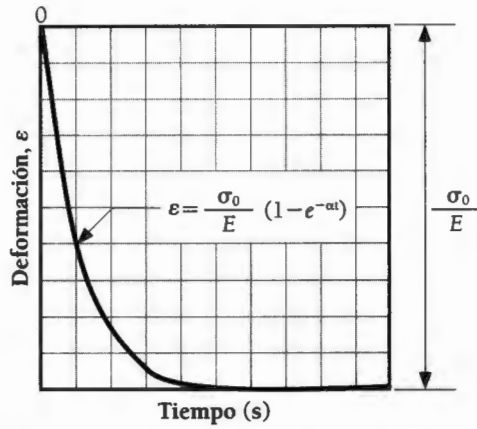
$$\sigma_N = \sigma_0 e^{-\alpha t} \quad (6.14)$$

La suma de las ordenadas de las dos gráficas anteriores conduce a la figura 6.8d, con $\sigma_0 = \text{constante}$.

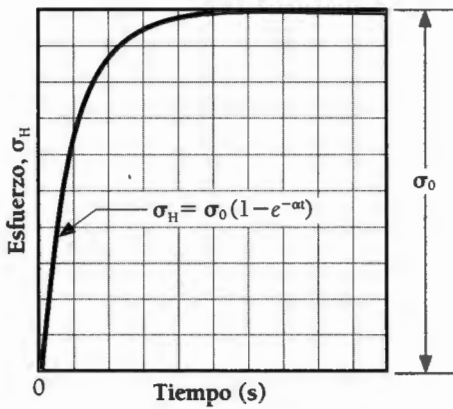
Es importante hacer notar que el modelo de Kelvin representa un proceso de transferencia de esfuerzos del agua al resorte, en función del tiempo t .

6.4. ANALOGÍA HIDROMECAÁNICA

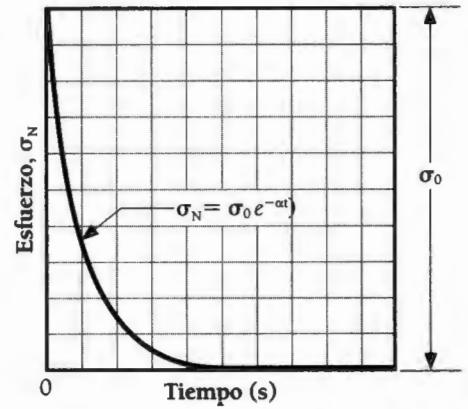
La figura 6.9 muestra la analogía hidromecánica, en la cual se aprecia un cilindro lleno de agua con un resorte en su interior; el resorte simula el esqueleto del suelo. La válvula ilustra la mayor o menor dificultad del agua para fluir fuera del cilindro, por lo que representa la permeabilidad. Al aplicarse un esfuerzo σ_0 la presión de poro $u = u_h$ aumenta a $u_h + u_0$, de tal manera que para un tiempo $t = 0$ es igual al incremento de esfuerzo aplicado, es decir, $u_0 = \sigma_0$. Para un tiempo muy grande, $t = \infty$, el incremento de la presión de poro provocado por el esfuerzo σ_0 tiende a cero, lo cual da lugar a una deformación ϵ .



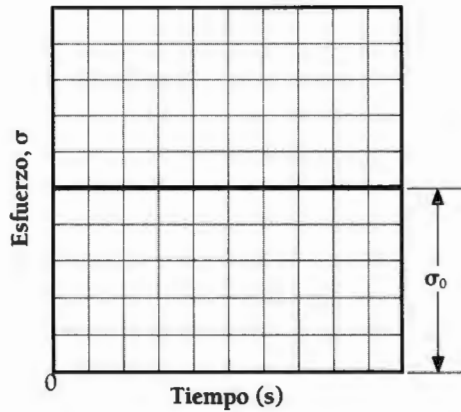
a) Deformación-tiempo (Modelo de Kelvin)



b) Esfuerzo-tiempo (modelo de Hook)



c) Esfuerzo-tiempo (modelo de Newton)



d) Esfuerzo-tiempo (modelo de Kelvin)

Figura 6.8. Gráficas deformación-tiempo y esfuerzo-tiempo; para el modelo Kelvin.

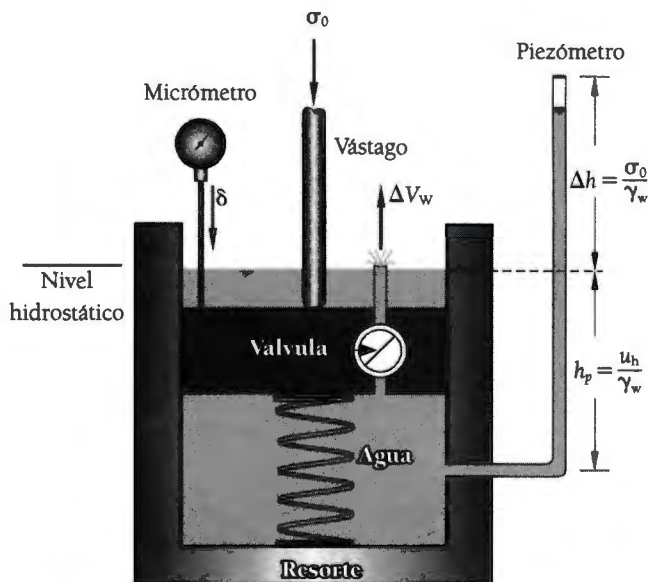


Figura 6.9. Analogía hidromecánica.

En esta analogía, si la válvula está cerrada (condiciones no drenadas), no se presenta deformación, ya que el agua se considera incompresible y, por lo mismo, soporta todo el esfuerzo. Si se abre la válvula, la presión del agua obligará a que ésta escape a través de la válvula. Al escapar el agua, el resorte se deforma y comienza a soportar una parte mayor del esfuerzo aplicado. Este es un proceso de transferencia de esfuerzos del agua al resorte, del agua al esqueleto del suelo. Finalmente, se alcanza un estado en el cual el esqueleto del suelo soporta todo el esfuerzo aplicado y la presión del agua vuelve a su valor hidrostático inicial, u_h .

El tiempo necesario para el desarrollo del proceso de consolidación se relaciona con dos factores:

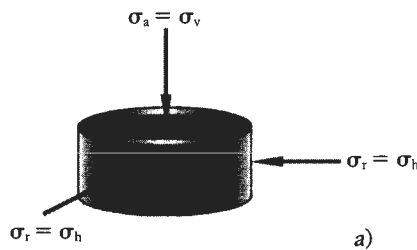
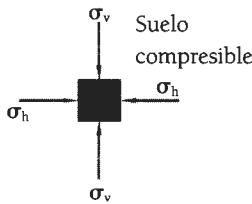
1. El volumen de agua que ha de salir del suelo.
2. La velocidad con que el agua puede fluir a través del suelo.

6.5. EL ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

La necesidad de un ensayo de laboratorio para predecir el asentamiento de una estructura, como la de la figura 6.10, dio origen a la prueba de consolidación unidimensional realizada en un edómetro o consolidómetro. En esta figura se observa una estructura apoyada sobre un estrato de suelo compresible; a su vez, el estrato de suelo compresible está localizado entre dos capas de suelo muy permeable, estratos de arena; el elemento de suelo está sujeto a una condición de

deformación predominantemente vertical con muy pequeña o nula deformación lateral. En forma idealizada se considera la condición de esfuerzos representados en la figura 6.11a. La muestra está sujeta a un esfuerzo vertical σ_v o esfuerzo axial σ_a , y a esfuerzos horizontales σ_h o esfuerzos radiales σ_r . En la figura 6.11b se ilustran las condiciones de deformación de la muestra $\epsilon_v = \epsilon_a \neq 0$, es decir, la deformación axial o deformación vertical es diferente de cero; en cambio, $\epsilon_h = \epsilon_r = 0$, es decir, la deformación horizontal o deformación radial es nula, lo cual significa que la muestra únicamente se puede deformar de manera vertical. Para conseguir esta condición la muestra de suelo se coloca dentro de un anillo metálico. La condición, de deformación lateral cero da origen al concepto de **coeficiente de empuje de tierra en reposo**, K_0 , de gran utilidad en la mecánica de suelos aplicada.

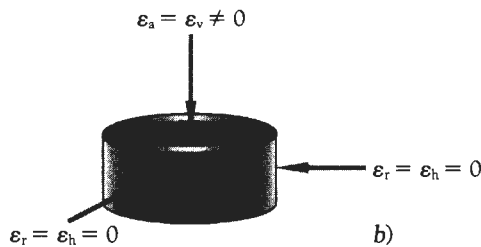
$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (6.15)$$



$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$



Figura 6.10 . Condiciones de esfuerzo de un elemento de suelo debajo de una estructura.



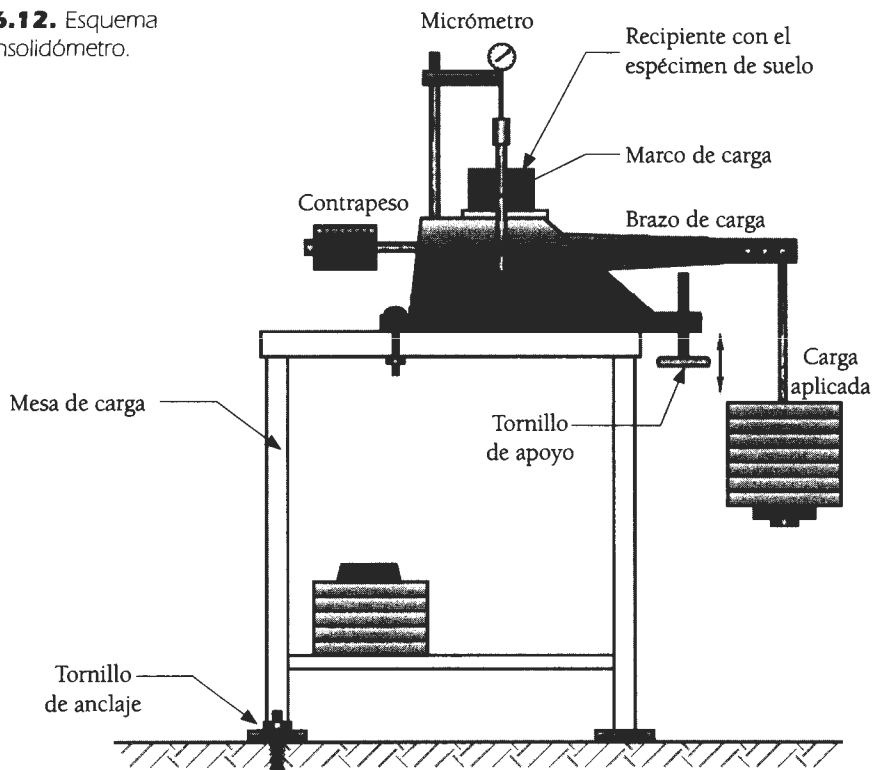
$$\epsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0}$$

Figura 6.11 . Condiciones idealizadas de esfuerzo y deformación de una muestra de suelo dentro de un anillo metálico.

Para satisfacer las condiciones expuestas, se diseñó el equipo correspondiente: el consolidómetro u odómetro. La figura 6.12 muestra el esquema general de un consolidómetro convencional, el cual consta de: (1) una mesa de carga, anclada al piso del laboratorio, (2) un sistema de carga mecánico, (3) un anillo de consolidación con piedras porosas, (4) un recipiente con agua, dentro del cual se coloca el anillo de consolidación con el espécimen de suelo en su interior, y (5) un micrómetro de carátula. La carga se aplica por medio de pesas colocadas en un portapesas, que cuelga del extremo de una viga de carga. La carga aplicada al espécimen se obtiene multiplicando las pesas por la relación de brazos de palanca del sistema.

Las dimensiones estándar de los especímenes de suelo son: 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de altura u otras dimensiones que tengan una relación mínima diámetro-altura de 2.5. La prueba de consolidación consiste en aplicar al espécimen de suelo un incremento de carga cada 24 h (1440 minutos) con una secuencia de esfuerzos de 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800 y 1600 kPa. En cada incremento de carga aplicado se toma una serie de lecturas del micrómetro para una secuencia de tiempo de 0.25, 1, 4, 9, 16, 25, 36, 49, 64, 100, y 1440 minutos. Más detalles de la prueba se pueden consultar en la norma ASTM D 2435.

Figura 6.12. Esquema de un consolidómetro.



Existen dos consolidómetros: el de anillo flotante (figura 6.13a) y el de anillo fijo (figura 6.13b).

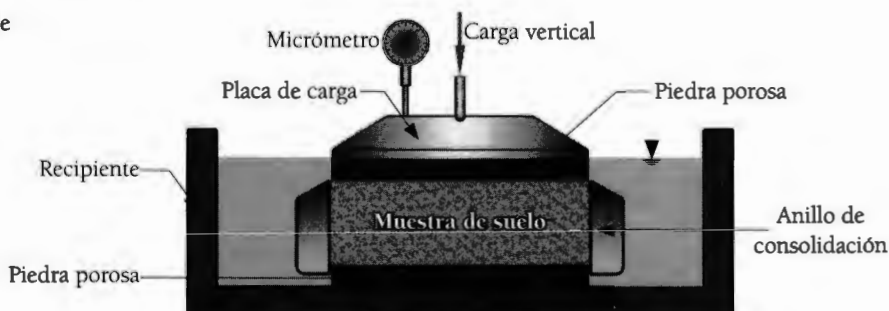
Consolidómetro de anillo flotante

El consolidómetro de anillo flotante (figura 6.13a) se compone de un **anillo** de consolidación, dentro del cual se coloca la muestra de suelo, ubicada entre dos **pie-dras porosas**, una en la parte superior y otra en la inferior, lo que permite la salida del agua de la muestra; una placa de carga para aplicar el esfuerzo vertical σ_v en forma uniforme, un **micrómetro** para medir la deformación vertical, ϵ_a ; y un recipiente que mantenga la muestra de suelo sumergida dentro de agua para conservar las condiciones de saturación. Nótese que el anillo de consolidación está sostenido por la fricción desarrollada con el espécimen de suelo, y no hace contacto con la base del recipiente.

Consolidómetro de anillo fijo

El consolidómetro de anillo fijo (figura 6.13b) tiene básicamente las mismas partes que las del anillo flotante, con excepción de que el anillo de confinamiento se apoya directamente en la base del recipiente. El consolidómetro de anillo fijo tiene la ventaja de que se puede medir la presión de poro durante la ejecución de la prueba. La figura 6.13b muestra el transductor para medir la presión de poro en la base del espécimen.

a) Consolidómetro de anillo flotante.



b) Consolidómetro de anillo fijo.

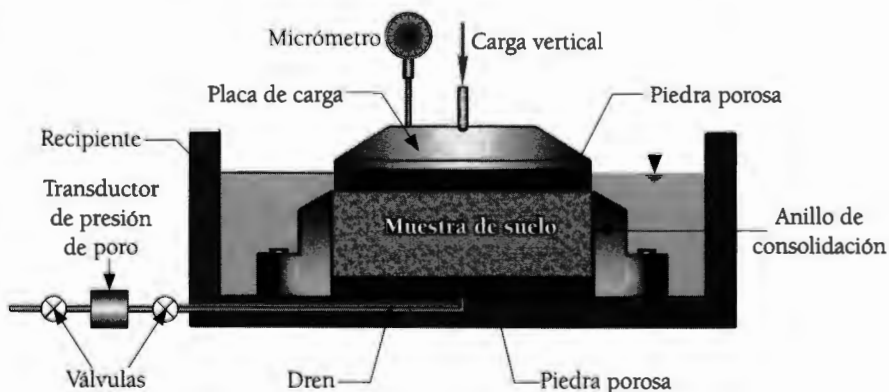


Figura 6.13. Consolidómetros.

Celda Rowe

La celda de Rowe (figura 6.14) la desarrollaron Rowe y Barden (1966) para llevar a cabo pruebas de consolidación de alta calidad. La carga uniforme se aplica mediante la presión de agua que actúa sobre un gato hidráulico de membrana ondulada. La deformación vertical se mide en el centro de la muestra. La celda Rowe permite el drenaje en la parte superior de la muestra y la medición de la presión de poro en la inferior. Es posible cambiar las condiciones y permitir el drenaje en ambas caras, hacia un dren central o hacia un dren lateral periférico. La celda Rowe también se utiliza para realizar pruebas de permeabilidad, ya que permite medirla tanto vertical como horizontal con un alto grado de confiabilidad.

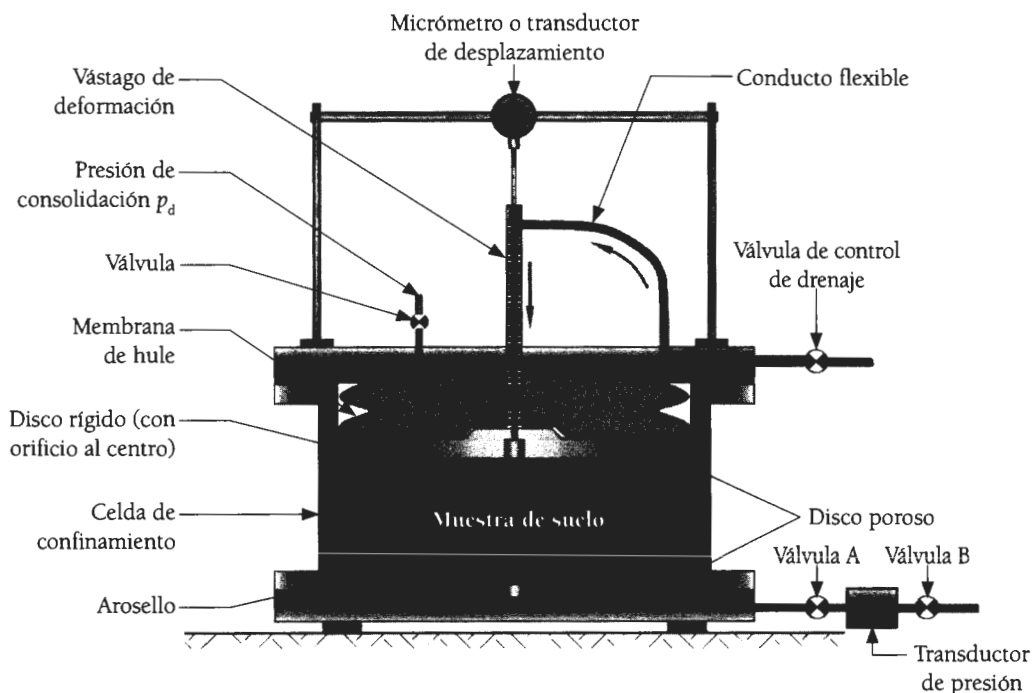
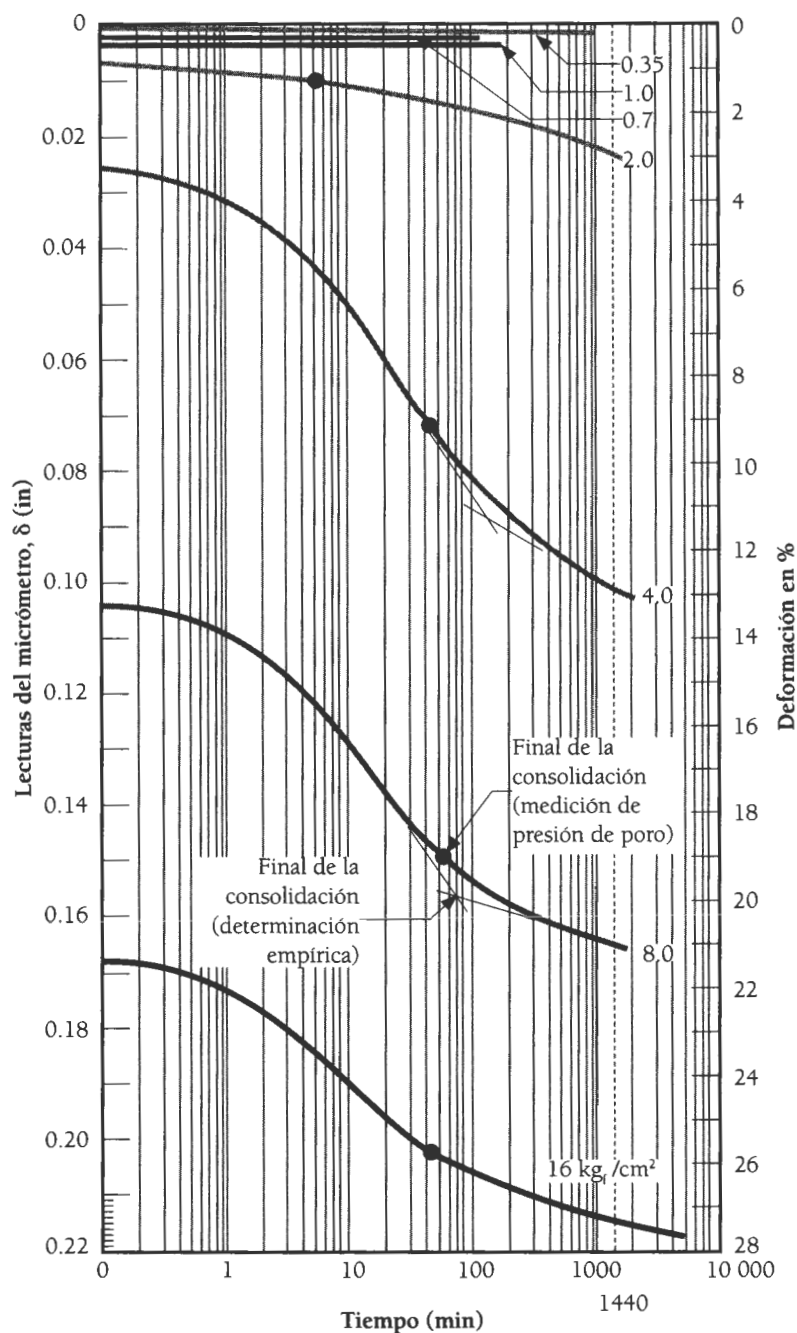


Figura 6.14. Esquema de una celda Rowe.

6.6. CURVAS DEFORMACIÓN-TIEMPO

Las curvas deformación-tiempo para una secuencia estándar de cargas aplicadas se presentan en la figura 6.15 (Crawford, 1964). Se puede apreciar que los primeros incrementos de esfuerzo causan una deformación lineal muy pequeña. En esta figura, a partir del incremento de 2 kg/cm^2 se advierte un aumento de la deformación con los siguientes incrementos; la curva toma una forma de S. Cuando los esfuerzos son pequeños, los elementos estructurales (partículas o grupos de partículas) se reajustan y restablecen el equilibrio, es decir, controlan la deformación.

Figura 6.15. Curvas deformación-tiempo (Crawford, 1964).



Este reajuste ocurre con poca distorsión y poca generación de presión de poro, por lo que, la deformación es pequeña. A medida que los esfuerzos son mayores, el reajuste mencionado se afecta, se produce una mayor distorsión y generación de presión de poro, y como consecuencia se produce una mayor deformación.

Se denomina **relación del incremento de esfuerzo** (LIR: *load increment ratio*) a la relación que existe entre el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ y el esfuerzo previo σ :

$$\text{LIR} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma} \quad (6.16)$$

La norma ASTM D 2435 recomienda un $\text{LIR} = 1$. Sin embargo, existe evidencia experimental de que la magnitud del LIR afecta los resultados de los ensayos (este tema se discute más adelante).

6.7. CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Con base en los resultados de las curvas deformación-tiempo, se obtiene la curva relación de vacíos-esfuerzo vertical efectivo, denominada **curva de compresibilidad**. Esta curva permite relacionar la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo vertical efectivo aplicado σ'_v .

La curva de compresibilidad se puede dibujar con diferentes escalas, como se ve en la figura 6.16. La figura 6.16a presenta la curva de compresibilidad en escalas aritméticas: en el eje vertical los valores de la relación de vacíos, e , al final de cada incremento de esfuerzos, para una duración de 24 h; y en el eje horizontal los esfuerzos verticales efectivos σ'_v . En esta gráfica se define como **coeficiente de compresibilidad** a_v a la relación:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma} \quad (6.17)$$

La figura 6.16b muestra los mismos datos anteriores, pero el eje horizontal está en escala logarítmica. En esta gráfica se aprecian dos tipos de comportamiento: el lado izquierdo con una pequeña pendiente (denominada **rama pre-consolidada**, **OC**, o **rama estructurada**) y el lado derecho caracterizado por una línea recta con una pendiente grande (denominada **rama normalmente consolidada**, **NC**, o **rama desestructurada**). En esta rama (NC), la pendiente de la línea recta se denomina **índice de compresión** (C_c) y está definida mediante la relación:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (6.18)$$

Existen otras formas de presentar la curva de compresibilidad; por ejemplo, la deformación vertical unitaria, ε_v , en % en el eje de las ordenadas, en lugar de la relación de vacíos, y el esfuerzo vertical efectivo σ'_v en el eje de las abscisas, en escala aritmética o logarítmica.

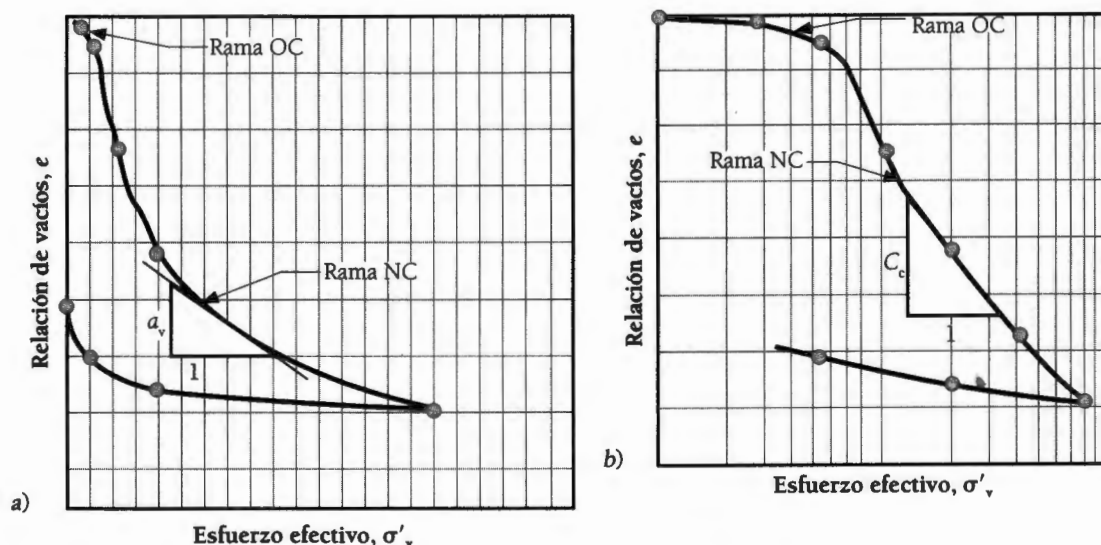


Figura 6.16. Curvas de compresibilidad.

La curva que une la rama OC con la rama NC representa la transición entre la condición NC y la OC. Entonces, se define un concepto denominado **esfuerzo de preconsolidación**, σ'_p , que representa el máximo esfuerzo que ha soportado el suelo en estudio en toda su historia geológica (Casagrande, 1936).

Se refiere a que un suelo está normalmente consolidado (NC), cuando $\sigma'_v = \sigma'_p$, es decir, a que nunca ha soportado esfuerzos efectivos superiores a los que tiene en el momento del estudio. En caso contrario $\sigma'_v < \sigma'_p$, cuando se dice que está sobreconsolidado o preconsolidado (OC). Se denomina **relación de preconsolidación** (OCR: *overconsolidation ratio*) a la relación existente entre el esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo efectivo actual, y se expresa como:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \quad (6.19)$$

La figura 6.17 muestra el procedimiento para estimar el esfuerzo de preconsolidación, con base en la curva de compresibilidad, según Casagrande (1936), y el cual consiste en:

1. Escoger un punto de mínima curvatura (punto A).
2. Trazar una línea horizontal AB a partir del punto A.
3. Trazar una línea tangente AC a partir del punto A.
4. Trazar la bisectriz AD del ángulo formado por las líneas AB y AC.
5. Prolongar la línea EF de la rama NC.
6. El esfuerzo de preconsolidación σ'_p está localizado en la intersección entre AD y EF.

COMENTARIO

El esfuerzo de preconsolidación (σ'_p) toma en cuenta el efecto mecánico en los suelos, pero ignora el efecto físico-químico del suelo. En cambio, el concepto **esfuerzo de fluencia** (σ'_y) considera ambos efectos y se relaciona con un marco de referencia más moderno. Por tanto, en lo sucesivo nos referiremos al esfuerzo de fluencia σ'_y .

Así que:

$$OCR = \frac{\sigma'_y}{\sigma'_v} \quad (6.20)$$

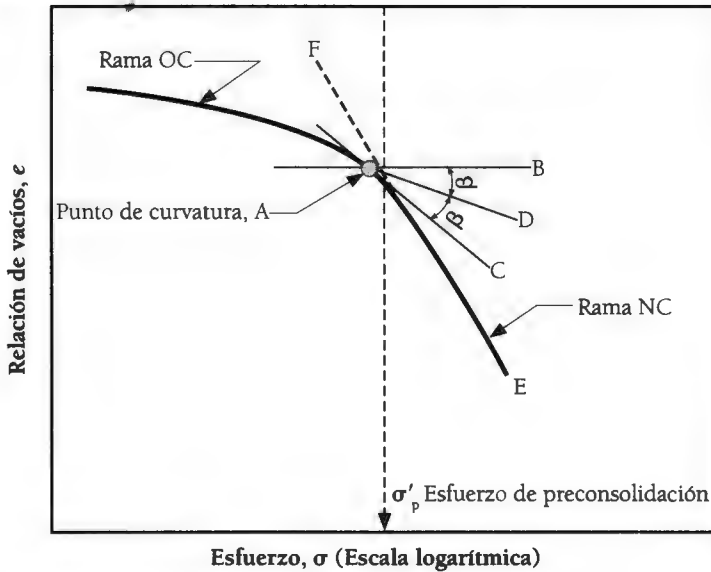


Figura 6.17. Determinación del esfuerzo de preconsolidación (Casagrande, 1936).

Relaciones compresibilidad-propiedades índice

La práctica profesional requiere un valor aproximado del C_c para efectuar estimaciones. Por tanto, se ha encontrado que el C_c de muestras remoldeadas se asocia con su límite líquido, mediante:

$$C_{cr} = 0.007 (w_L - 10\%) \quad (6.21)$$

Para estimar el C_c en muestras inalteradas, se multiplica por 1.3, lo que da como resultado (Skempton, 1944):

$$C_c = 0.009 (w_L - 10\%) \quad (6.22)$$

Azzouz, Krizek y Corotis (1976) publicaron un resumen de ecuaciones de regresión entre C_c y algunas propiedades índice.

6.8. FACTORES QUE AFECTAN LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Efecto de la alteración

Las figuras 6.18 y 6.19 presentan dos ejemplos sobre los efectos de la alteración o remoldeo, se comparan muestras “inalteradas” con muestras remoldeadas (totalmente alteradas). La figura 6.18 ilustra el comportamiento de una arcilla sensitiva, la arcilla Louiseville (Lapierre *et al.*, 1990), y la figura 6.19, el comportamiento del suelo de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez y Martínez-Vásquez, 2008). Se puede apreciar en ambos ejemplos el cambio de forma de la curva, el decrecimiento de la relación de vacíos y la desaparición del punto de rompimiento de la estructura de suelo (esfuerzo de fluencia, σ'_v).

Figura 6.18. Curvas de compresibilidad para la arcilla Louiseville (Lapierre *et al.*, 1990).

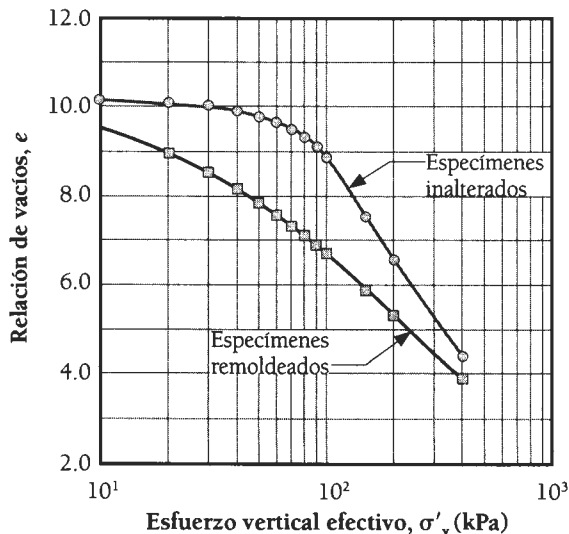
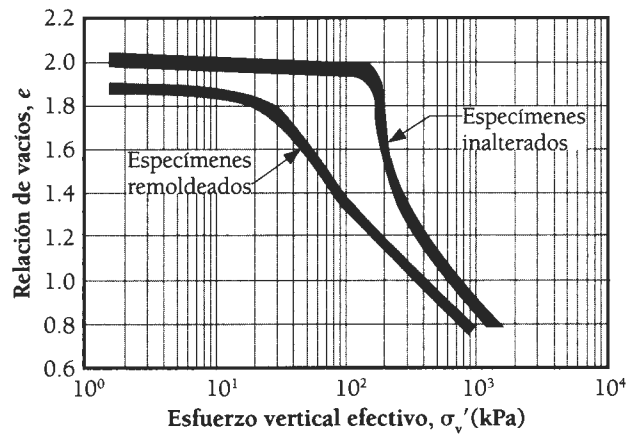


Figura 6.19. Curvas de compresibilidad del suelo de la Ciudad de México.

Relación de incrementos de esfuerzo

El efecto de la relación de incrementos de esfuerzo, $LIR = \frac{\Delta\sigma}{\sigma}$, donde $\Delta\sigma$ es el incremento de esfuerzo y σ es el esfuerzo previo, es muy importante, como se observa en el figura 6.20. La relación de esfuerzos, $\frac{\Delta\sigma}{\sigma} = 1$, se usa en forma estándar en la práctica profesional; sin embargo, como se aprecia en la figura 6.20, produce una mayor alteración que la $\frac{\Delta\sigma}{\sigma} > 1$ y una menor alteración que la $\frac{\Delta\sigma}{\sigma} < 1$. Cuando el incremento de esfuerzo aplicado es pequeño, la estructura del suelo se reajusta y recupera el equilibrio, por lo cual experimenta una menor deformación. El reajuste de la estructura ocurre con mínima distorsión y con muy pequeña generación de presión de poro y, por tanto, un mínimo cambio de volumen. Cuando el incremento de esfuerzo aplicado es grande, la estructura del suelo se desequilibra, ocurre una mayor distorsión con generación de presión de poro grande y, en consecuencia, una mayor compresión.

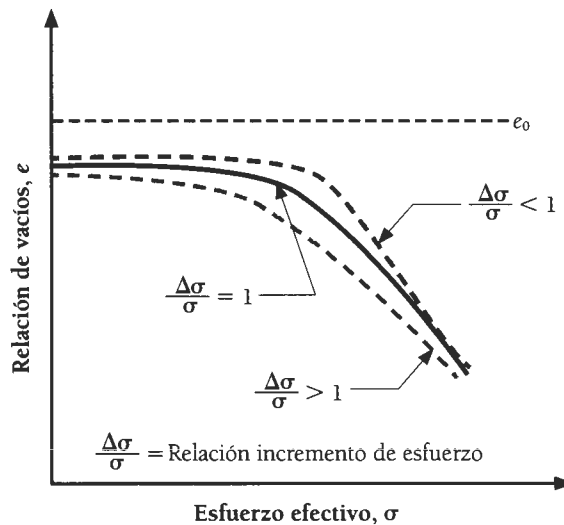
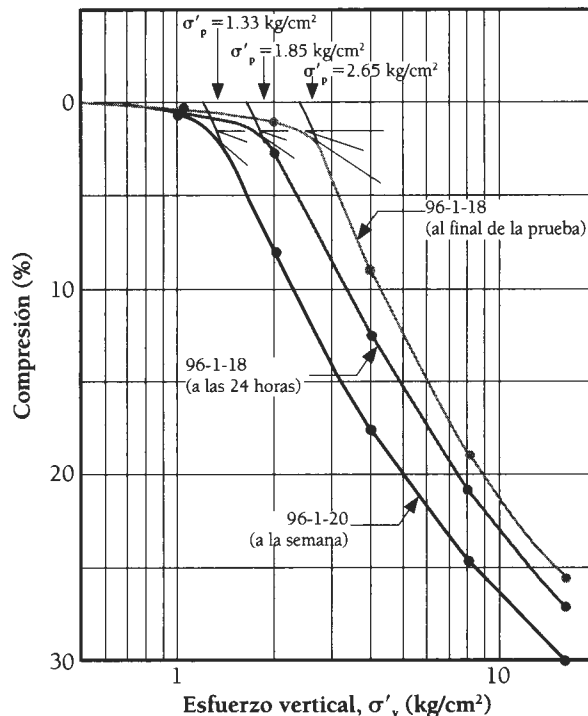


Figura 6.20. Efecto de la relación de incremento de esfuerzos.

Efecto de la duración de la carga

El efecto de la duración del incremento de esfuerzo sobre la curva de compresibilidad se muestra en la figura 6.21. En dicha figura se aprecia el corrimiento de las curvas hacia la izquierda con el aumento del tiempo que permanece aplicado el esfuerzo (e.g. al terminar la consolidación, después de 24 h y después de una semana); asimismo, se puede notar muy claramente el efecto sobre el esfuerzo de preconsolidación. En la práctica profesional se aplica un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ cada 24 h.

Figura 6.21. Relación $\varepsilon_v - \log \sigma'_v$ para diferentes duraciones del incremento de esfuerzos (Crawford, 1964).



6.9. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

Con base en la figura 6.22, podemos obtener una ecuación muy sencilla para calcular el asentamiento que experimentará una estructura desplazada sobre un suelo compresible.

La figura 6.22a representa un estrato de suelo compresible totalmente saturado, de espesor H . Para calcular el asentamiento ΔH que sufrirá dicho estrato, al aplicar un incremento de esfuerzos, se procede de la siguiente manera: la figura 6.22b representa el diagrama de fases de una muestra de suelo del mismo estrato, antes y después de la aplicación del incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$, respectivamente.

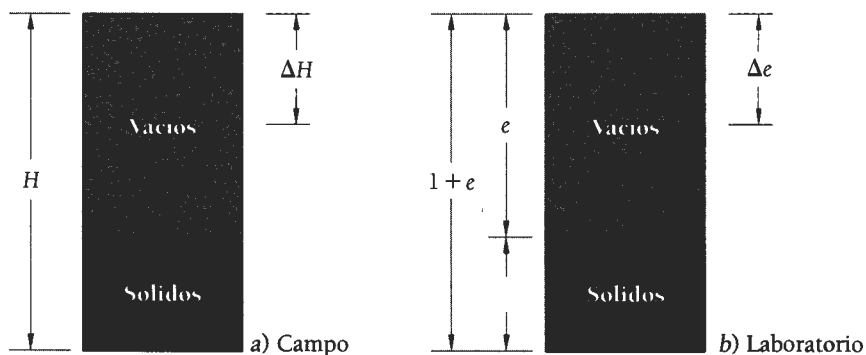


Figura 6.22. Esquema para el cálculo de asentamientos.

Se escribe la relación:

$$\frac{1 + e}{\Delta e} = \frac{H}{\Delta H} \quad (6.23)$$

$$\therefore \Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e} \quad (6.24)$$

Esta ecuación permite calcular el asentamiento ΔH , con los datos de la relación de vacíos inicial (e) y el cambio de relación de vacíos (Δe) para el incremento de esfuerzos. Para obtener una ecuación más explícita, se multiplica y divide la ecuación anterior por $\Delta \sigma$:

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e / \Delta \sigma}{1 + e} \cdot \Delta \sigma = H \cdot \frac{a_v}{1 + e} \cdot \Delta \sigma \quad (6.25)$$

$$\therefore \Delta H = H \cdot m_v \cdot \Delta \sigma \quad (6.26)$$

Donde m_v es el coeficiente de variación volumétrica.

También se puede obtener una ecuación utilizando el índice de compresión (C_c):

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} = \frac{\Delta e}{\log (\sigma_0 + \Delta \sigma) - \log \sigma_0} \quad (6.27)$$

$$\therefore \Delta H = \frac{C_c}{1 + e} \cdot \log \left[\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right] \cdot H \quad (6.28)$$

6.10. VELOCIDAD DE ASENTAMIENTOS

El estudio teórico del proceso de consolidación del suelo tiene como propósito obtener una ecuación con la cual se pueda determinar el valor de la presión de poro u y de la relación de vacíos e , para cualquier punto y para cualquier tiempo t , en un estrato de suelo de espesor $2H$ sometido al proceso de consolidación.

Terzaghi (1925) presentó una teoría para conocer el tiempo necesario para la consolidación de un estrato de suelo y, por tanto, el asentamiento correspondiente. Las hipótesis que formuló Terzaghi son:

1. El sistema suelo-agua es homogéneo.
2. El suelo está completamente saturado.
3. La compresibilidad del agua es despreciable.
4. La compresibilidad de las partículas del suelo es despreciable, pero éstas pueden experimentar rearrreglo.

5. La compresión del suelo es unidimensional.
6. La ley de Darcy es válida.
7. La relación de vacíos es función del esfuerzo efectivo.
8. Las propiedades del suelo son constantes durante el proceso de consolidación.

La figura 6.23a muestra un estrato de suelo arcilloso compresible de espesor $2H$ con lentes de arena ubicados en las partes superior e inferior del estrato. El nivel de agua freática (NAF) se localiza en la parte superior del estrato. El eje Z coincide con la dirección vertical. La figura 6.23b presenta el diagrama de la presión de poro debido a condiciones hidrostáticas, u_h ; con línea punteada se muestra el diagrama de la presión de poro, u_0 ; generada por la aplicación del incremento de esfuerzos, $\Delta\sigma$.

En la figura 6.23c se ilustra el proceso de disipación de la presión de poro, u_0 ; con el tiempo t y con la profundidad, z . Las curvas de disipación de la presión de poro para un tiempo $t = \text{constante}$ se denominan **isócronas**.

A continuación se explica el proceso de consolidación del suelo, el cual depende de los siguientes factores:

- a) Las ecuaciones de equilibrio de un elemento de suelo.
- b) Las relaciones esfuerzo-deformación del esqueleto mineral.
- c) La ecuación de continuidad del fluido de poros.

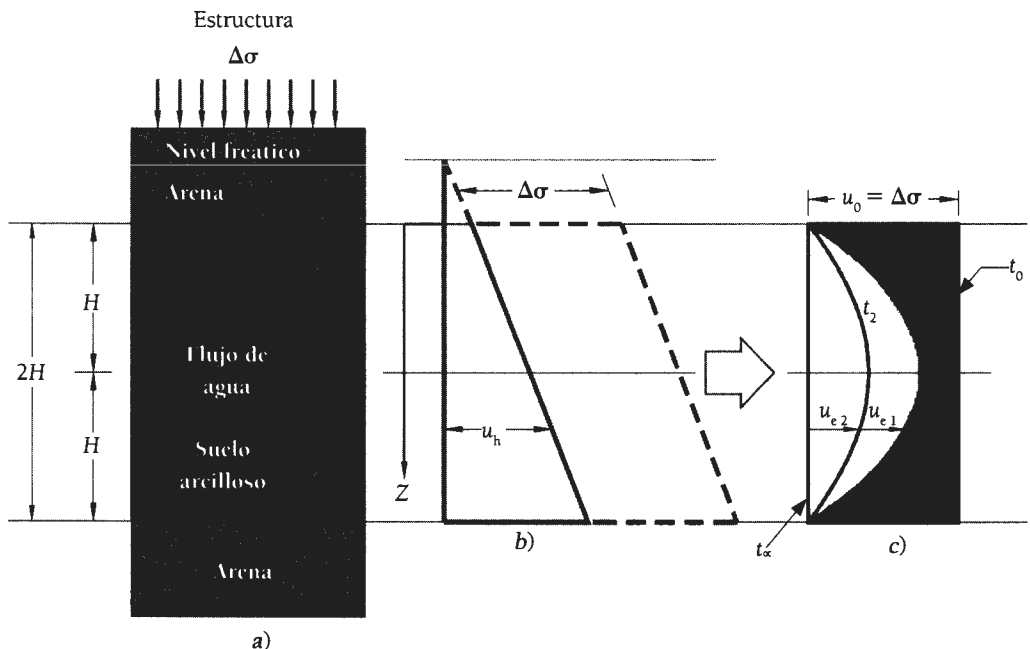


Figura 6.23. Proceso de compresión de un estrato de suelo arcilloso confinado entre dos estratos de arena.

En la figura 6.24 se observa un elemento de suelo de dimensiones dx , dy y dz , sometido a un flujo de agua en la dirección vertical. La ecuación de continuidad expresa que el gasto de salida menos el gasto de entrada es igual a la velocidad del cambio de volumen del suelo, lo cual se expresa como:

$$q \text{ salida} - q \text{ entrada} = \frac{dv}{dt} \quad (6.29)$$

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz\right) \cdot d_x d_y - v_z d_x d_y = \frac{dv}{dt} \quad (6.30)$$

Simplificando:

$$\left(\frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz\right) d_x d_y = \frac{dv}{dt} \quad (6.31)$$

Utilizando la ley de Darcy:

$$v_z = k \cdot i = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (6.32)$$

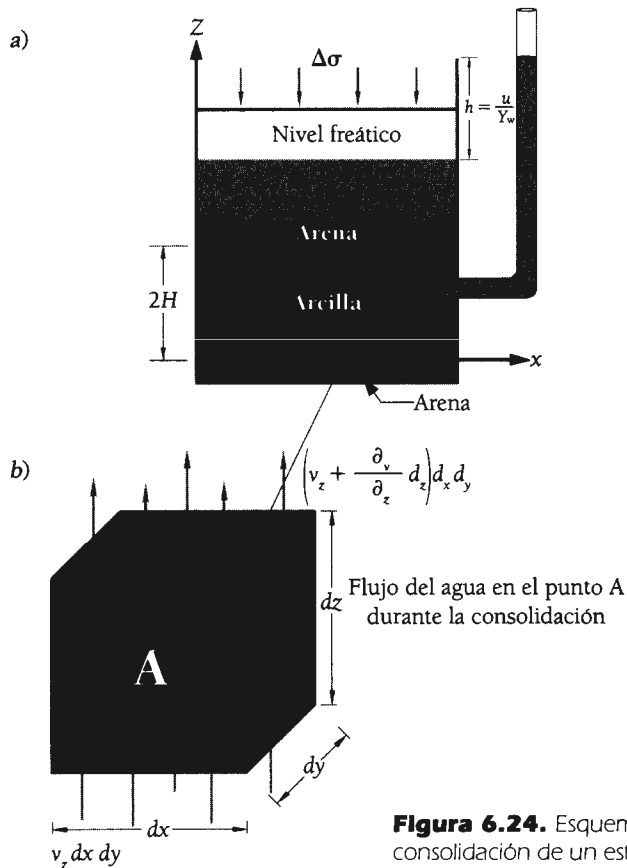


Figura 6.24. Esquema del proceso de consolidación de un estrato de arcilla.

donde u es el exceso de presión de poro causada por el incremento de esfuerzo. Sustituyendo:

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{d_x d_y d_z} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \quad (6.33)$$

Durante la consolidación, la velocidad del cambio de volumen es igual a la velocidad del cambio de volumen de vacíos:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial v_v}{\partial t} = \frac{\partial(v_s + e \cdot v_s)}{\partial t} = \frac{\partial v_s}{\partial t} + V_s \cdot \frac{\partial e}{\partial t} + e \cdot \frac{\partial v_s}{\partial t} \quad (6.34)$$

Donde V_s es el volumen de sólidos y V_v es el volumen de vacíos. Como los sólidos se consideran incompresibles, se tiene:

$$\frac{\partial v_s}{\partial t} = 0 \text{ y } V_s = \frac{v}{1 + e_0} = \frac{d_x d_y d_z}{1 + e_0} \quad (6.35)$$

Sustituyendo:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{d_x d_y d_z}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (6.36)$$

Donde e_0 es la relación de vacíos inicial. Combinando y sustituyendo:

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (6.37)$$

El cambio de la relación de vacíos es causado por el incremento de esfuerzo efectivo ($\Delta\sigma'$):

$$\partial e = a_v \cdot \partial(\Delta\sigma') = a_v \cdot \partial u \quad (6.38)$$

Donde $\partial(\Delta\sigma')$ es el cambio del esfuerzo efectivo y a_v es el coeficiente de compresibilidad. Combinando se obtiene:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (6.39)$$

Donde m_v es el coeficiente de cambio volumétrico. Finalmente se llega a:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (6.40)$$

Esta es la ecuación diferencial que rige el proceso de consolidación de un suelo, donde:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} = \frac{k(1 + e)}{\gamma_w \cdot a_v} \quad (6.41)$$

C_v es el **coeficiente de consolidación** en cm^2/s .

La solución de una ecuación diferencial requiere definir las condiciones iniciales y de frontera. La configuración inicial más común y sencilla es un diagrama uniforme (rectangular) de presión de poro, como se ilustra en la figura 6.25.

$$\text{Para } t = 0, \quad u = u_0 = \Delta\sigma$$

$$\text{Para } z = 0, \quad u = 0$$

$$\text{Para } z = 2H, \quad u = 0$$

Para la solución por el método de separación de variables, se propone que u sea el producto de dos funciones: una función que dependa únicamente de z y otra función que dependa únicamente de t , es decir:

$$u(z, t) = F(z) \cdot F(t) \quad (6.42)$$

La solución que se obtiene es:

$$u(z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \cdot \frac{\text{sen } Mz}{H} \cdot \exp(-M^2 T_v) \quad (6.43)$$

donde:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (6.44)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (6.45)$$

T_v es un término adimensional, denominado **factor tiempo**, y m es un número entero positivo y representa el número de términos de la serie de Fourier.

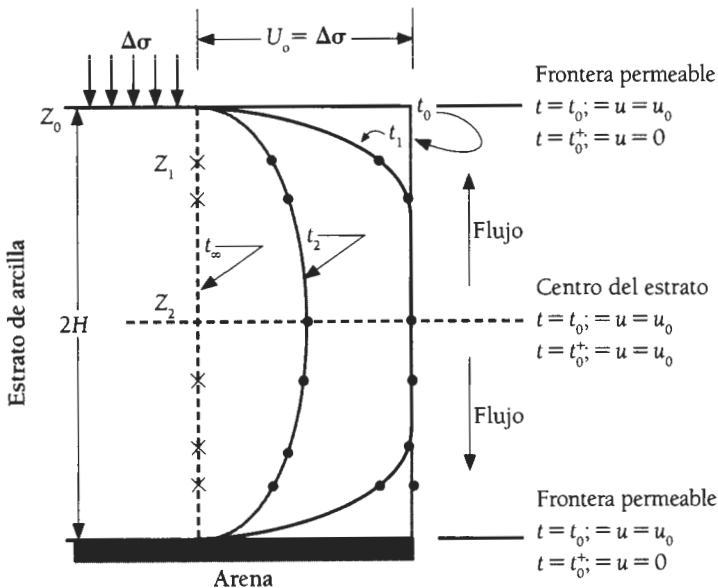


Figura 6.25. Consolidación unidimensional con dos fronteras permeables.

Con base en la ecuación 6.43, la figura 6.26 muestra la isócrona para un, $T_v = 0.197$, el punto A ($z = 0.5H$) tiene una presión de poro $u_e = 0.5575 \Delta\sigma$, es decir, se ha disipado una presión de poro de $0.4425 \Delta\sigma$. Con base en estas magnitudes, se define el **grado de consolidación puntual**, U_z (para cualquier profundidad z), como la relación:

$$U_z (\%) = \left(\frac{u_0 - u_e}{u_0} \right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{u_e}{u_0} \right) \cdot 100 \quad (6.46)$$

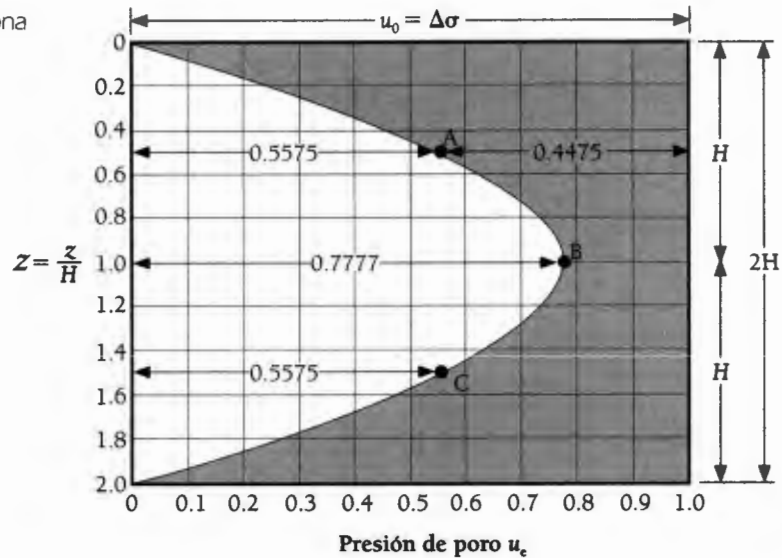
Así, para el punto A:

$$U_z (\%) = \left(1 - \frac{0.5575}{1} \right) \cdot 100 = 44.75 \% \quad (6.47)$$

Para el punto B:

$$U_z (\%) = \left(1 - \frac{0.7777}{1} \right) \cdot 100 = 22.23 \% \quad (6.48)$$

Figura 6.26. Isócrona para $T_v = 0.197$.



Se puede concluir que cada punto tiene distinto grado de consolidación, que depende de la posición del punto considerado, para un $T_v = \text{constante}$. Nótese que el punto C es simétrico respecto al punto A.

Conviene agregar que las mediciones de la presión de poro en un punto de un estrato de suelo, sujeto a consolidación, la proporcionan los piezómetros. De ahí la importancia de la **observación** en ingeniería.

La expresión matemática del grado de consolidación puntual se expresa:

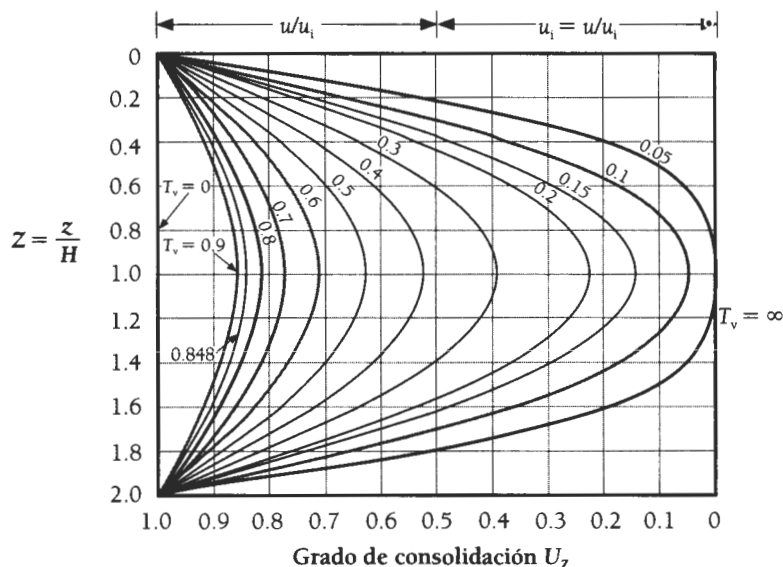
$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot \left(\sin \frac{M \cdot z}{H} \right) \cdot \exp \left(-M^2 \cdot T_v \right) \quad (6.49)$$

Esta ecuación se representa en la figura 6.27 e ilustra el proceso teórico de la consolidación. En el eje vertical se tiene la relación de profundidad $Z = \frac{z}{H}$ y en el eje horizontal se tiene el grado de consolidación puntual U_z en %, para diferentes valores del T_v . Se puede apreciar que la consolidación se realiza más rápidamente en las fronteras de drenaje y más lentamente en el centro del estrato. La figura muestra 12 curvas para valores de T_v desde 0.05 hasta 0.90; el número real de minutos, días o años correspondientes a un estrato natural será un múltiplo de T_v , el cual depende de los valores de C_v y H .

Finalmente, después de transcurrido un tiempo teórico infinito, la consolidación será de 100% en todas las profundidades, la presión de poro generada por la aplicación de $\Delta\sigma$ será igual a cero, y toda la presión aplicada estará soportada por la estructura del suelo.

Otro concepto de gran utilidad práctica es el **grado de consolidación del estrato, $U\%$** , este concepto relaciona la presión de poro disipada en todo el estrato, para un tiempo $t = t$, con respecto a la presión de poro generada en todo el estrato, para un tiempo $t = 0$. En la figura 6.26, es la relación del área sombreada entre el área de todo el rectángulo. Para un $T_v = 0.197$, $U = 50\%$.

Figura 6.27. Grado de consolidación $U(Z, T_v)$.



La expresión matemática, del grado de consolidación promedio del estrato se expresa:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (6.50)$$

La figura 6.28 es la representación gráfica de la expresión anterior, y la tabla adjunta proporciona los valores más usuales para T_v ; otros valores se pueden leer

directamente en la gráfica. A la curva de la figura 6.28 se le conoce con el nombre de **curva teórica de la consolidación de un estrato**, drenado por ambas fronteras y con una distribución inicial rectangular uniforme $\Delta\sigma$, de presión de poro. El grado promedio de consolidación de un estrato se relaciona directamente con el asentamiento total experimentado por el estrato, para un tiempo específico.

6.11. DETERMINACIÓN DE C_v

La curva teórica de la consolidación (figura 6.28) se puede dibujar con el eje x en escala logarítmica, lo que da origen a la figura 6.29. Nótese la similitud de las figuras 6.28 y 6.29 con las gráficas de la figura 6.4.

Con base en lo anterior, se desarrollaron dos procedimientos empíricos para determinar el valor del C_v (coeficiente de consolidación), de gran utilidad para calcular la velocidad con la que ocurre la consolidación de un estrato o de una muestra de suelo.

Figura 6.28. Relación entre el grado promedio de consolidación de un estrato, U %, y el factor tiempo, T_v .

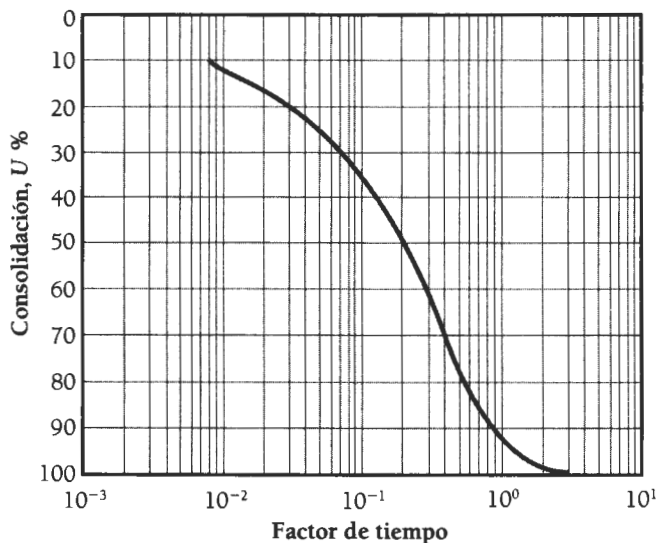
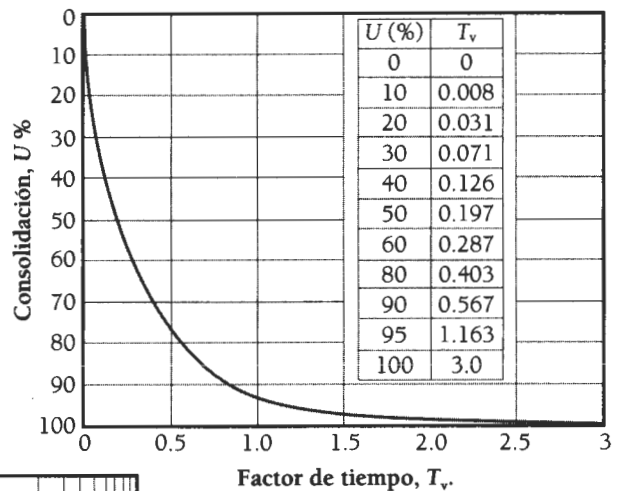


Figura 6.29. Relación entre el grado promedio de consolidación de un estrato y el logaritmo del factor tiempo.

Método de Casagrande

Basándose en la curva de la figura 6.30, con lecturas del micrómetro (mm) vs. log del tiempo (log minutos), Casagrande (1936) propuso el siguiente método:

1. Determinar la terminación de la disipación del exceso de presión de poro generada por la aplicación del incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$. Casagrande (1936) afirmó que la intersección del tramo recto de la consolidación (línea AB) y de la compresión secundaria (línea CD) predice con buena aproximación la terminación de la consolidación (punto E). La ordenada del punto E es d_{100} y representa la deformación de 100 % de la consolidación.
2. Seleccionar t_1 y t_2 sobre la porción de la curva al inicio de la curva, de tal manera que $t_2 = 4t_1$. Obtenga la diferencia de ordenadas d .
3. Dibujar la línea FG con una distancia igual a d , a partir del punto con t_1 . Obtenga la ordenada d_0 , la cual representa 0 % de consolidación.
4. Obtener la ordenada del punto F, la cual corresponde a d_{50} (deformación para 50 % de consolidación).
5. Para un grado de consolidación de 50 %, $T_v = 0.197$:

$$T_v = 0.197 = \frac{C_v \cdot t_{50}}{H^2} \therefore C_v = \frac{0.197 \cdot H^2}{t_{50}} \quad (6.51)$$

donde H es igual a la trayectoria efectiva de drenaje (si se tiene un estrato con doble drenaje —figura 6.23—, H es el semiespesor del estrato).

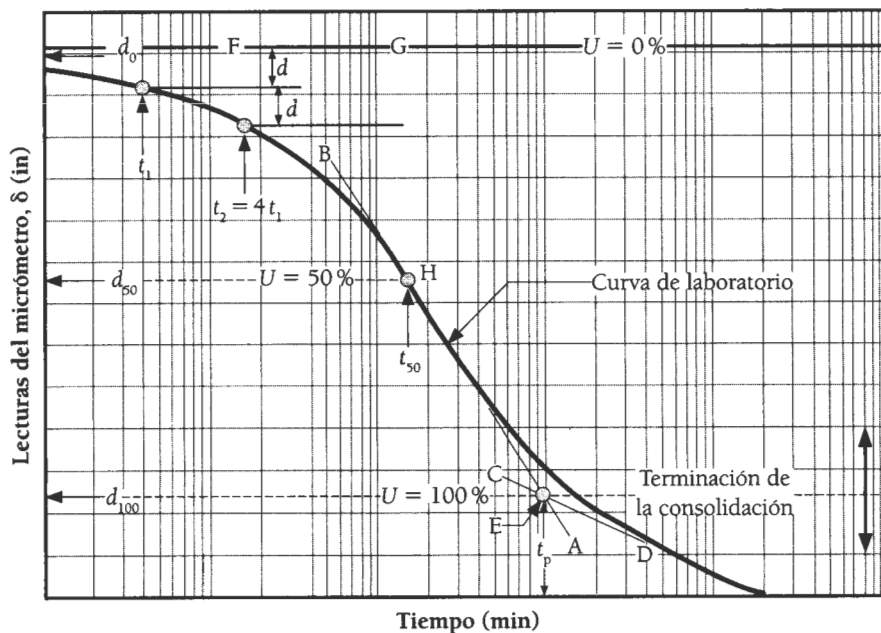


Figura 6.30. Método de Casagrande para determinar el C_v de un espécimen de suelo.

Método de Taylor

Apartir de la curva de la figura 6.31, con lecturas del micrómetro (mm) vs. la raíz cuadrada del tiempo ($\text{min}^{1/2}$) Taylor (1948) desarrolló el siguiente método:

1. Dibujar una línea recta AB a través del tramo recto de la curva.
2. Dibujar la línea AC tal que $OC = 1.15OB$. La abscisa del punto D, que es la intersección de AC y la curva de consolidación, da la raíz cuadrada del tiempo para una consolidación de 90 %, tal que:

$$T_{90} = 0.848 = \frac{C_v \cdot t_{90}}{H^2} \therefore C_v = \frac{0.848 \cdot H^2}{t_{90}} \quad (6.52)$$

Este método permite conocer con anticipación el tiempo para $U = 100\%$.

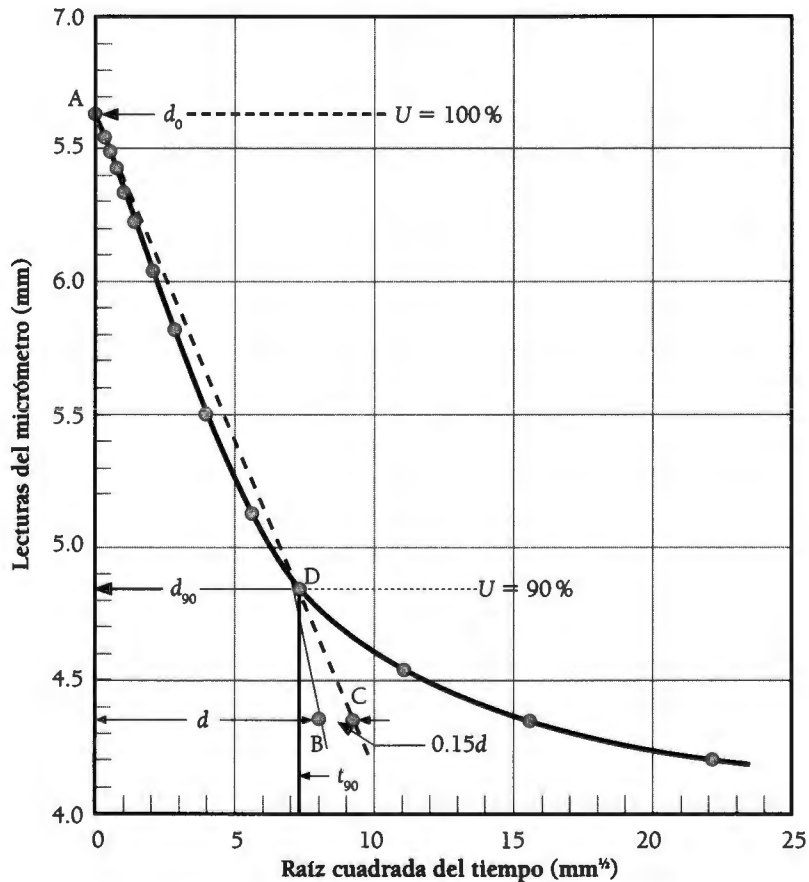


Figura 6.31. Método de la raíz cuadrada para calcular C_v (Taylor, 1948).

6.12. COMPRESIÓN SECUNDARIA

En el tratamiento tradicional de la compresión secundaria (creep), la cual ocurre bajo un esfuerzo efectivo constante, la variación de la relación de vacíos con el tiempo, para un incremento de esfuerzos constante, se considera prácticamente lineal, como se muestra en la figura 6.32. El **índice de compresión secundaria** (*secondary compression index*) $C\alpha$ se define como:

$$C\alpha = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (6.53)$$

La magnitud del asentamiento debido a compresión secundaria, S_s , se calcula mediante:

$$S_s = \frac{C\alpha}{1+e_p} H \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad (6.54)$$

donde:

- e = Relación de vacíos al finalizar la consolidación.
- H = Espesor del estrato de suelo.
- t = Tiempo para la terminación de la consolidación.

Modelo de Zeevaert

Un tratamiento del tema de la compresión secundaria más completo se debe a Zeevaert (1986), quien desarrolló un modelo reológico, el cual se presenta en la figura 6.33. El modelo combina una unidad Kelvin y una unidad Z, con base en las siguientes hipótesis:

1. El suelo consta de dos estructuras con diferentes propiedades reológicas, una que representa a la estructura primaria y la otra a la estructura secundaria.
2. La estructura primaria está constituida por granos microscópicos que forman un esqueleto continuo capaz de tomar esfuerzos efectivos. La deformación volumétrica Δv ocurre por la disipación de la presión de poro, la cual se estima mediante la teoría de Terzaghi (1925). Los poros de la estructura primaria están llenos de agua gravitacional, y las deformaciones son elastoplásticas para un incremento de esfuerzos.
3. La estructura secundaria se compone de partículas submicroscópicas que forman aglomeraciones (*clusters*) con los granos microscópicos de la estructura primaria. Los poros de la estructura secundaria están llenos de agua con una viscosidad diferente a la del agua gravitacional. La estructura secundaria está formada principalmente de partículas de arcilla y, en los desplazamientos relativos entre partículas, interviene la doble capa adsorbida que rodea a las partículas de arcilla.

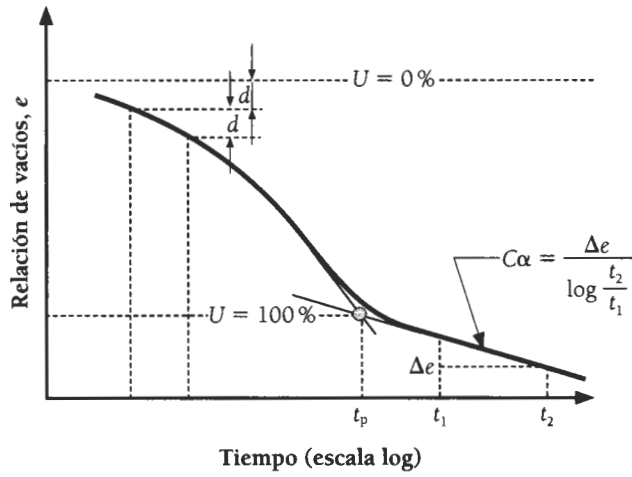


Figura 6.32. Curva experimental de consolidación.

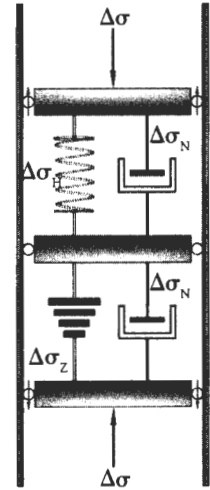


Figura 6.33. Modelo reológico de Zeevaert (1986).

Para la **estructura primaria**, se usa el modelo de Terzaghi (Kelvin):

$$\Delta H = S_{total} = H m_v \Delta \sigma$$

$$\frac{S_{total}}{H} = m_v \quad \Delta \sigma = (\epsilon_{v1})_{t=\infty} \quad (6.55)$$

El grado de consolidación promedio se expresa como:

$$U\% = \frac{S_{t=t}}{S_{total}}$$

$$\text{Para } t = 0, U\% = 0\% \quad (6.56)$$

$$\text{Para } t = \infty, U\% = 100\%$$

Por tanto:

$$S_{t=t} = S_{total} U\% \quad (6.57)$$

$$S_{t=t} = m_v \Delta \sigma H \cdot U\% \quad (6.58)$$

$$\frac{S_{t=t}}{H} = (\epsilon_{v1})_{t=t} = m_v \Delta \sigma U\% \quad (6.59)$$

donde $(\epsilon_{v1})_{t=t}$ es la deformación unitaria volumétrica, de la estructura primaria, para un tiempo $t=t$.

Por consiguiente:

$$(\epsilon_{v1})_{t=t} = m_v \Delta \sigma F(T_v) \quad (6.60)$$

donde $F(T_v)$ es la función de Terzaghi para la consolidación primaria.

Para la **estructura secundaria**, se considera la unidad Z, compuesta de dos elementos: uno con viscosidad lineal y otro con viscosidad no lineal. Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad se representan mediante:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_{N_2} \quad (6.61)$$

$$\Delta\varepsilon_{v_2} = \Delta\varepsilon_2 = \Delta\varepsilon_{N_2} \quad (6.62)$$

Las ecuaciones esfuerzo-velocidad de deformación se expresan:

$$\Delta\dot{\varepsilon}_2 = \frac{a}{b+t} \Delta\sigma_2 \quad (6.63)$$

$$\Delta\dot{\varepsilon}_{N_2} = \varphi_2 \Delta\sigma_{N_2} \quad (6.64)$$

donde a , b y φ_2 son constantes del modelo. Al combinar las expresiones anteriores, se obtiene la ecuación diferencial:

$$\Delta\dot{\varepsilon}_{v_2} = \frac{a}{b + a/\varphi_2 + t} \cdot \Delta\sigma \quad (6.65)$$

Además:

$$\Delta\sigma_{N_2} = \frac{1}{\varphi_2} \Delta\dot{\varepsilon}_{v_2} \quad (6.66)$$

La solución para un incremento de esfuerzo, $\Delta\sigma$, constante, es:

$$\Delta\sigma_{v_2} = m_t \Delta\sigma \log \left[1 + \frac{4.61}{\beta} \frac{\varphi_2}{\varphi_1} T_v \right] \quad (6.67)$$

donde $\frac{4.61}{\beta} \frac{\varphi_2}{\varphi_1} = \xi$ es un parámetro adimensional, el cual se obtiene de las curvas de consolidación.

Finalmente, se llega a la solución:

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \Delta\sigma \Omega \quad (6.68)$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_v}{m_v \Delta\sigma} = \Omega \quad (6.69)$$

donde:

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log(1 - \xi T_v). \quad (6.70)$$

Como se puede apreciar, la función Ω está compuesta por dos funciones: la primera es la función Terzaghi para la consolidación, que depende del factor tiempo T_v ; y la segunda, la función Zeevaert para la compresión secundaria, que también depende de T_v .

La figura 6.34 muestra la función Ω para valores del parámetro β , desde 0 hasta 1.2; se observa que para $\beta = 0$, el suelo no presenta compresión secundaria. La figura 6.35 ilustra la función Ω para algunos valores del parámetro ξ , desde 0.01 hasta 5. La determinación de parámetros se describe con detalle en la referencia de Zeevaert (1986).

Figura 6.34. Curvas teóricas de consolidación (Zeevaert, 1986)

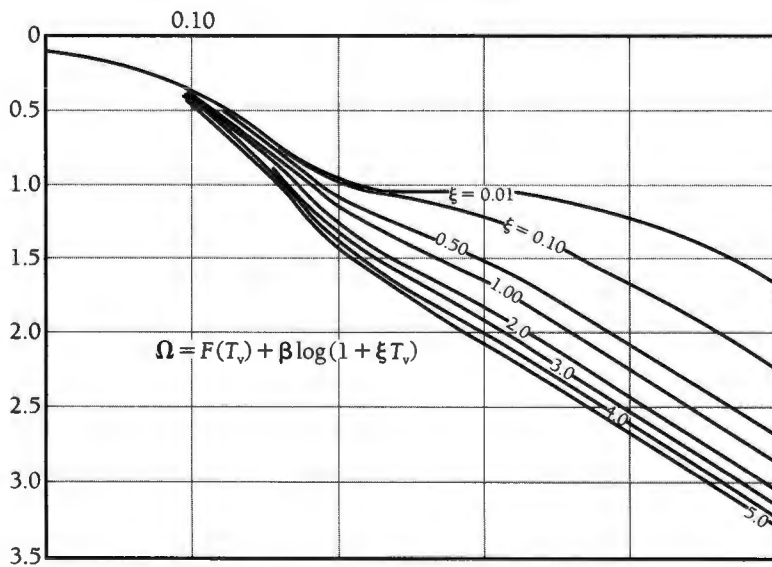
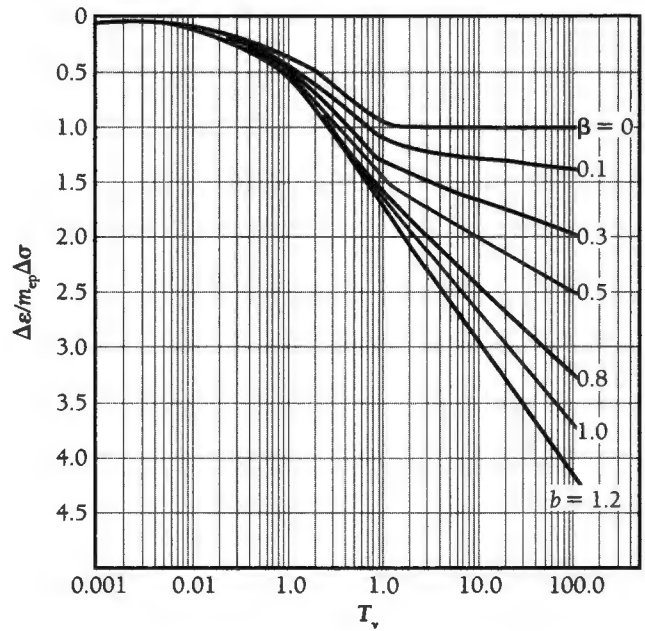


Figura 6.35. Curvas teóricas de consolidación para $\beta = 0.6$ (Zeevaert, 1986)

6.13. FLUENCIA EN SUELOS

La **fluencia** (*yielding*) se define cuando el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo pasa del dominio elástico al plástico. Es el esfuerzo que causa una deformación permanente en el suelo, es decir, cuando la deformación deja de ser recuperable en la descarga. El concepto de fluencia, originalmente desarrollado por Roscoe *et al.* (1958) para suelos reconstituidos, ha probado ser una herramienta poderosa para la caracterización del comportamiento de los suelos naturales (Mitchell, 1970; Wong y Mitchell, 1975; Tavenas y Leroueil, 1977; Graham *et al.*, 1983). El fenómeno se presenta como un cambio evidente en la rigidez cuando el suelo se somete al tránsito del dominio preconsolidado al dominio normalmente consolidado. La figura 6.36 ilustra tres curvas de compresibilidad del suelo volcánico-lacustre de la Ciudad de México. La consolidación de las muestras se realizó mediante incrementos con una duración de 24 h. Las pruebas se efectuaron con cámara triaxial para consolidación isotrópica y anisotrópica, con valores de $K (= \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3})$ de 1,0.63 y 0.40 ($\eta = \frac{q}{p'}$ de 0, 0.5 y 1), donde $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ y $p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$.

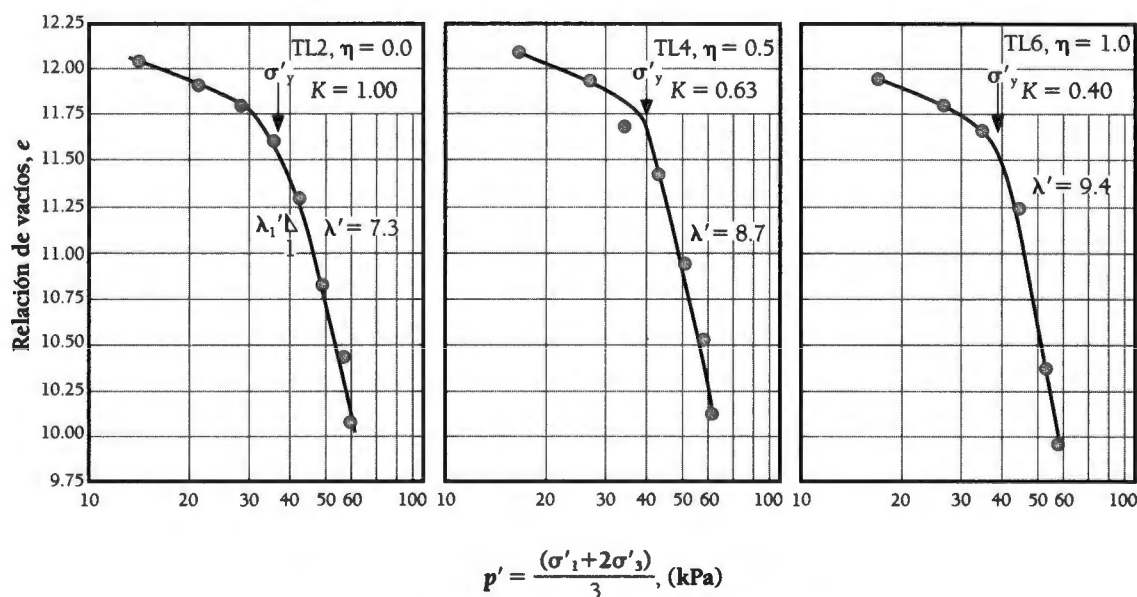


Figura 6.36. Curvas de compresibilidad obtenidas con cámara triaxial (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1992).

No obstante que el tránsito del dominio preconsolidado al normalmente consolidado es una curva, se puede definir el esfuerzo de fluencia (σ'_y) como la intersección de dos líneas rectas características de estos dos dominios. En la figura 6.36 se señala el esfuerzo de fluencia con una flecha. Conviene mencionar

que la pendiente λ' definida como $\Delta e / \Delta \log p'$ en la rama normalmente consolidada, se incrementa cuando K decrece (e. g., $\lambda' = 7.3$ para $K = 1$ y $\lambda' = 9.4$ para $K = 0.4$). Esto parece ser una característica de los suelos naturales blandos, como lo afirman Tavenas y Leroueil (1977) y Graham *et al.* (1983).

Con base en los resultados de 15 pruebas, se obtuvo la **curva de fluencia** o superficie de fluencia de los suelos volcánico-lacustres de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez *et al.* 1992), lo cual se muestra en la figura 6.37. La curva de fluencia es el lugar geométrico de los valores de los esfuerzos de fluencia para distintas trayectorias de esfuerzo. La figura 6.38 presenta los mismos datos de la figura 6.37, pero en el diagrama $t - s$:

$$\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}, \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right).$$

Un suelo sujeto a una combinación de esfuerzos que estén dentro de la curva de fluencia responderá elásticamente. Por lo mismo, el área bajo la curva de fluencia es el dominio preconsolidado o estructurado, el área fuera de la curva es el dominio normalmente consolidado o desestructurado, y la curva de fluencia representa la frontera entre los dos dominios mencionados.

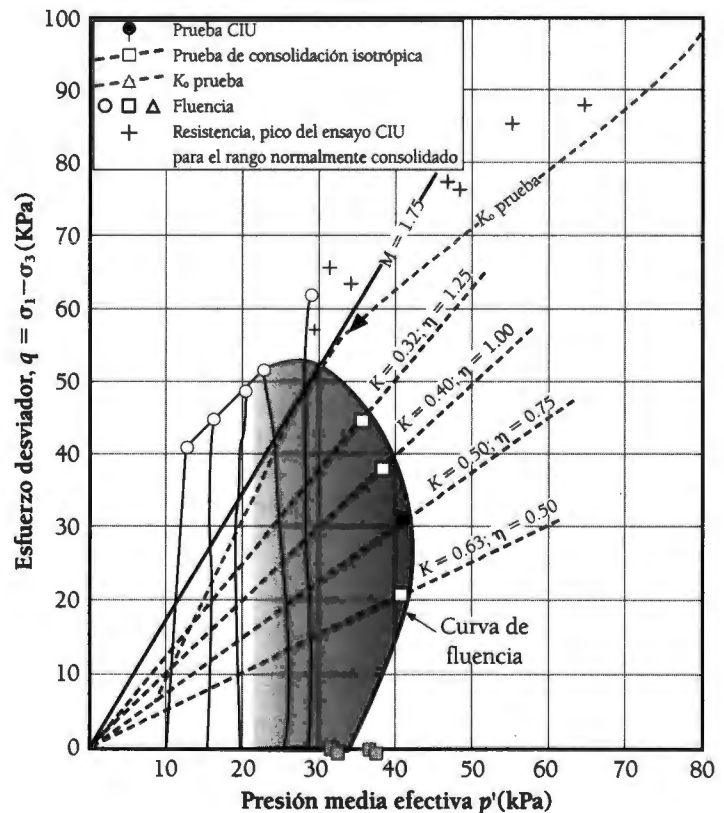


Figura 6.37. Curva de fluencia del suelo volcánico-lacustre de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1992).

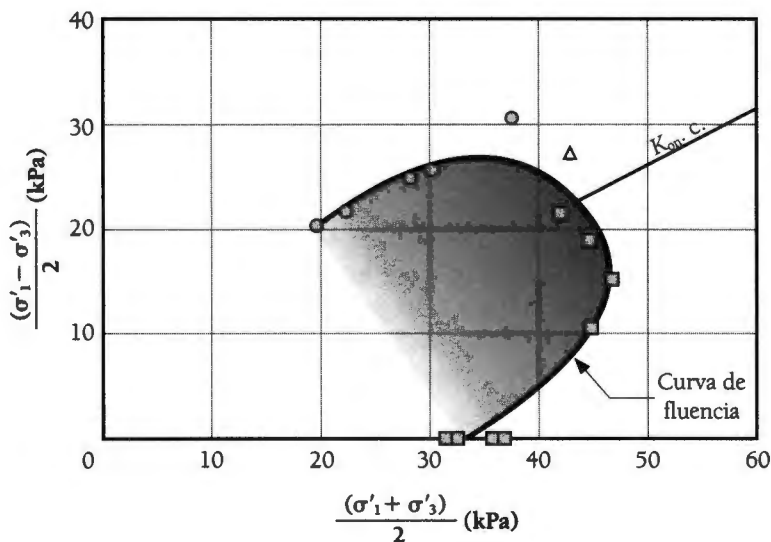


Figura 6.38. Curva de fluencia del suelo volcánico-lacustre de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez et al., 1992).

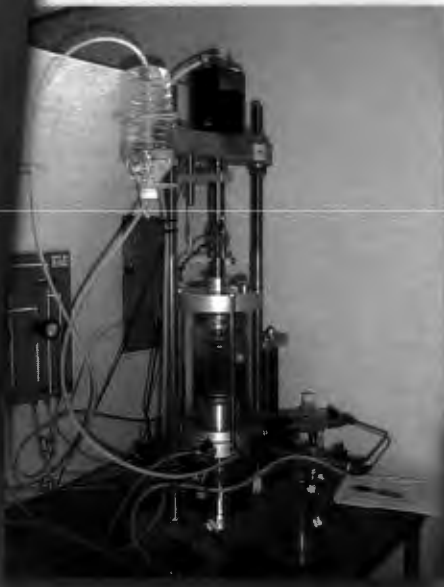
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bjerrum, L. (1967), Engineering geology of normally consolidated marine clays related to the settlement of buildings, *Géotechnique*, **17**(2): 83-119.
- (1973), Problems of soil mechanics and construction on soft clays. State of the Art Report to Session IV, *Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, vol. 3: 111-159.
- Casagrande, A. (1936), The determination of the pre-consolidation load and its practical significance, *Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*: 60-64.
- Casagrande, A. y Fadum, R. E. (1944), Application of soil mechanics in design building foundations, *Transactions ASCE*, vol. 109: 383.
- Crawford, C. B. (1964), Interpretation of the consolidation test, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 90 (SM5): 87-102.
- (1985), Evaluation and interpretation of soil consolidation tests, *ASTM Symposium on Consolidation Behaviour of Soils, Fort- Lauderdale. American Society for Testing Materials*, Special Technical Publication 892, pp. 71-103.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Leroueil, S. y Alemán, J. D. (1992), Yielding of Mexico City clay and other natural clays, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* **118**(7): 981-995.
- Díaz-Rodríguez, J. A. y Martínez-Vásquez, J. J. (2008), One-dimensional consolidation testing of lacustrine soil from Mexico City, *Deformation Characteristics of Geomaterials*. Burns, Mayne and Santamarina (eds),
- Graham, J., Noonam, M. L. y Lew, K. V. (1983), Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay, *Canadian Geotechnical Journal*, **20**(3): 502-516.
- Olson, R. E. y Ladd, C. C. (1979), One-dimensional consolidation problems, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **105**(GT1): 11-30.

- Lapierre, C., Leroueil, S. y Locat, J. (1990), Mercury intrusion and permeability of Louisville clay, *Canadian Geotechnical Journal* **27(6)**: 761-773.
- Leonards, G. A. y Altschaeffl, A. G. (1964), Compresibility of clay, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **90(SM5)**: 133-155.
- Leonards, G. A. y Ramiah, B. K. (1959), Time effects in consolidation of clays, *ASTM STP 254*, Filadelfia: 116-130.
- Leroueil, S. (1996), Compressibility of clays: Fundamental and practical aspects, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* **122(7)**: 534-543.
- Mesri, G. (1973), Coefficient of secondary compression, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **99(SM1)**: 122-137.
- Mesri, G. y Godlewski, P. M. (1977), Time and stress compressibility interrelationship, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **100(8)**: 417-430.
- Mesri, G. y Hayat, T. M. (1993), The coefficient of earth pressure at rest, *Canadian Geotechnical Journal*, **30(4)**: 647-666.
- Mesri, G., y Rokhsar, A. (1974), Theory of consolidation for clays, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, **100(GT8)**: 889-904.
- Mitchell, R. J. (1970), On the yielding and mechanical strength of Leda clays, *Canadian Geotechnical Journal*, **7(3)**: 297-312.
- Quigley, R. M. y Thompson, C. D. (1966), The fabric of anisotropically consolidated sensitive marine clay, *Canadian Geotechnical Journal*, **3, 2**: 61-73.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. y Wroth, C. P. (1958), On the yielding of soils, *Géotechnique*, **8(1)**: 22-52.
- Schmertmann, J. H. (1955), The undisturbed consolidation of clay, *Transaction ASCE*, vol. 120: 1201.
- Schmertmann, J. H. (1983), A simple question about consolidation, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **109(1)**: 119-122.
- Smith, R. E. y Wahls, H. E. (1969), Consolidation under constant rate of strain, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **95(SM2)**: 519-538.
- Tavenas, F. y Leroueil, S. (1977), Effects of stresses and time on yielding of clays, *Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Tokyo, Japan, vol. 1: 319-326.
- Taylor, D. W. (1942), *Research on consolidation of clays*, Serial núm. 82., Department of Civil and Sanitary Engineering, MIT, Cambridge, Massachusetts.
- Terzaghi, K. (1925), *Erdbaumechanik*, Franz Deuticke, Vienna.
- Van Zelst, T. W. (1948), An investigation of the factors affecting laboratory consolidation of clay, *Proc. Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. VII: 52-61.
- Wahls, H. E. (1962), Analysis of primary and secondary consolidation, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **88(SM6)**: 207-231.
- Wong, P. K. K., y Mitchell, R. J. (1975), Yielding and plastic flow of sensitive cemented clay, *Géotechnique*, **25(4)**: 763-782.
- Zeevaert, L. (1985), Consolidation in the intergranular viscosity of highly compressible soils, *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, **ASTM STP 892**: 257-281.

Capítulo 7

Resistencia al esfuerzo cortante



7.1. INTRODUCCIÓN

Una de las propiedades más importantes de los suelos es su capacidad para resistir la aplicación de esfuerzos cortantes. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos interviene en los problemas de estabilidad, como la capacidad de carga de una cimentación, el empuje lateral sobre un muro de retención o la estabilidad de taludes y terraplenes.

La falla o ruptura en los materiales, como el acero, la determina su estructura molecular y se da al romperse los enlaces entre átomos. En suelos el mecanismo es diferente, ya que se trata de un material particulado, es decir, formado por partículas, donde la falla o ruptura ocurre al romperse los contactos entre elementos estructurales (*e. g.*, partículas o grupos de partículas).

Este capítulo trata sobre aquellos esfuerzos internos que hacen posible que un suelo resista los esfuerzos aplicados. La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo es el esfuerzo máximo que puede soportar. Si se excede la resistencia, la falla ocurre.

Debe reconocerse que el concepto de **falla** es arbitrario, ya que para algunos materiales la falla está bien definida, como en el caso de los materiales frágiles; en cambio, para otros de comportamiento dúctil, que pueden absorber grandes cantidades de energía de deformación antes de romperse, la falla se define cuando se alcanza el punto de fluencia o una deformación específica.

Por lo tanto, se define como resistencia de un suelo al esfuerzo máximo que puede soportar, o al punto de fluencia o al esfuerzo a una determinada deformación que se acepta como falla.

7.2. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Cuando un espécimen de suelo se somete a un cambio en su **estado de esfuerzos**, su comportamiento mecánico se puede describir mediante una **curva esfuerzo-deformación** y un **criterio de falla**. La forma de la curva esfuerzo-deformación depende de las características y propiedades del suelo bajo ensayo.

Los materiales capaces de soportar grandes deformaciones se denominan **materiales dúctiles**. Lo contrario implica materiales frágiles. La curva de naturaleza **dúctil** no muestra un punto máximo o pico, por lo que aquí la falla se definirá para una deformación específica, que tradicionalmente es 20 %, a menos que se establezca otra deformación. La curva de naturaleza mixta presenta un máximo conocido como **resistencia pico** y una parte asintótica para una deformación grande, que se denomina **resistencia residual**. Las figuras 7.1 y 7.2 muestran curvas esfuerzo-deformación características.

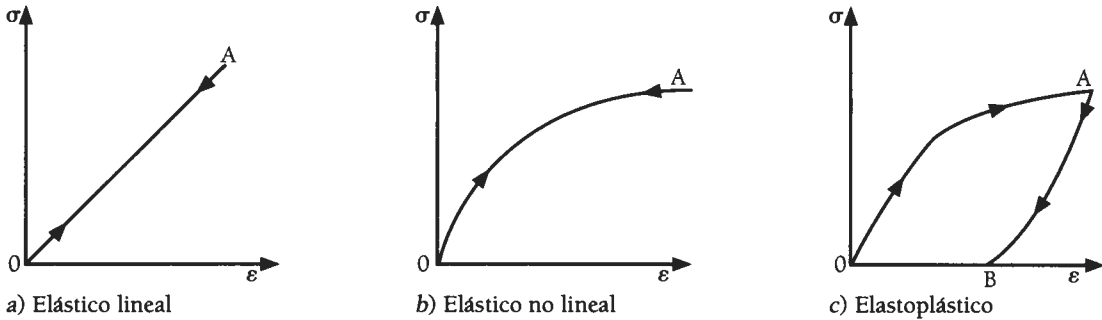


Figura 7.1. Curvas esfuerzo-deformación típicas.

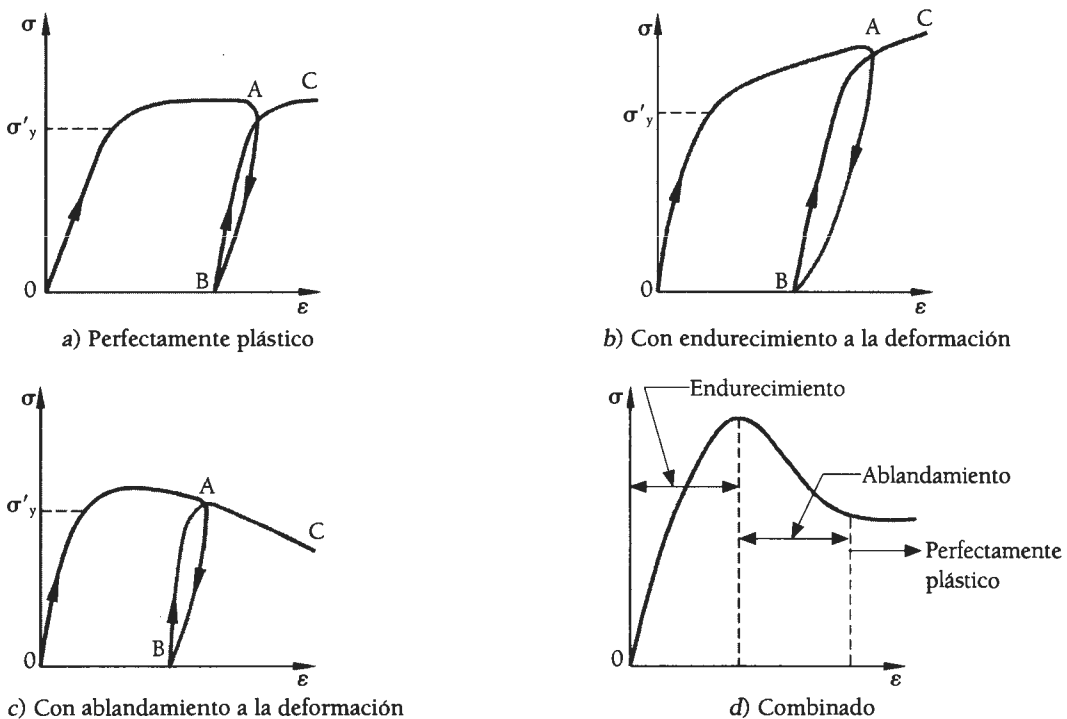


Figura 7.2. Curvas de comportamiento elastoplástico.

7.3. ESFUERZO EN UN PUNTO

Para explicar el estado de esfuerzos en un punto, se considera el elemento de esfuerzos representado en la figura 7.3a. Este elemento es de tamaño infinitesimal (dx, dy, dz) y puede idealizarse como un cubo o un paralelepípedo rectangular.

Los ejes x, y , y z son paralelos a los bordes del elemento, cuyas caras se designan según las direcciones normales dirigidas hacia fuera. La cara derecha se designa como cara x positiva y la cara izquierda (oculta para el observador) como cara x negativa.

Cuando un elemento está en un estado plano de esfuerzo, por ejemplo, en el plano xy (figura 7.3b), sólo las caras x y y del elemento están sometidas a esfuerzos y todos los esfuerzos actúan paralelamente a los ejes x y y .

Un **esfuerzo normal** σ tiene un subíndice que identifica la cara sobre la que actúa el esfuerzo (por ejemplo: σ_x actúa sobre la cara x del elemento). Un **esfuerzo cortante** τ presenta dos subíndices: el primero denota la cara sobre la que actúa el esfuerzo y el segundo da el sentido sobre esa cara. De acuerdo con la convención de signos, en los esfuerzos normales, la compresión es positiva y la tensión es negativa; mientras que, en los esfuerzos cortantes, es positivo un esfuerzo cortante si ocasiona un giro en la dirección contraria a las manecillas del reloj. Los esfuerzos cortantes sobre caras opuestas de un elemento infinitesimal deben ser iguales en magnitud y opuestos en sentido. Por consiguiente:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad (7.1)$$

Una expresión muy útil es aquella que permite calcular los esfuerzos ($\sigma_\alpha, \tau_\alpha$) que actúan en un plano BC inclinado un ángulo α con respecto a la horizontal, como se aprecia en la figura 7.3c. Si consideramos que el segmento inclinado tiene una longitud y una profundidad unitarias, la distancia AB presenta una dimensión igual a $\sin \tau$, y el segmento horizontal AC, una dimensión igual a $\cos \alpha$.

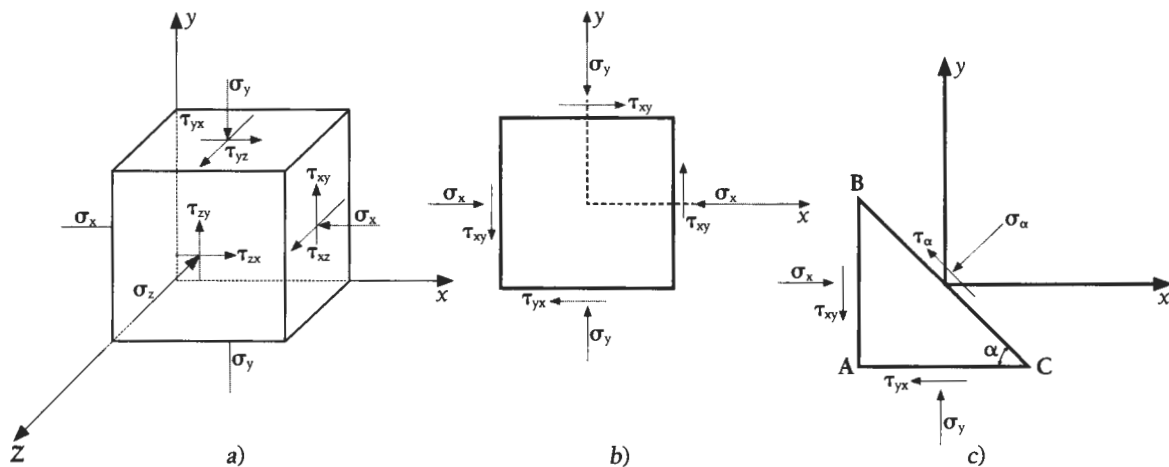


Figura 7.3. Elementos de esfuerzo en un punto: a) vista tridimensional, b) vista bidimensional y c) vista bidimensional de esfuerzos en un plano inclinado.

Para el equilibrio, la suma de esfuerzos tanto en x como en y deben ser cero, por tanto:

$$\sigma_x \sin \alpha - \tau_\alpha \cos \alpha - \sigma_\alpha \sin \alpha - \tau_{yx} \cos \alpha = 0$$

$$\sigma_y \cos \alpha - \tau_\alpha \sin \alpha - \sigma_\alpha \cos \alpha - \tau_{yx} \sin \alpha = 0$$

Al resolver el sistema de ecuaciones, se obtienen las **ecuaciones de transformación**:

$$\sigma_\alpha = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (7.2)$$

$$\tau_\alpha = - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \sin 2\alpha - \tau_{xy} \cos 2\alpha \quad (7.3)$$

Las ecuaciones de transformación se pueden reescribir en función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 . Los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 actúan en planos exentos de esfuerzos cortantes. Así:

$$\sigma_\alpha = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\alpha \quad (7.4)$$

$$\tau_\alpha = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\alpha \quad (7.5)$$

Por convención, σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 es el esfuerzo principal menor.

7.4. CÍRCULO DE MOHR

Las ecuaciones de transformación para el estado plano de esfuerzos pueden representarse en forma gráfica por medio de un trazado conocido como **círculo de Mohr** (véase figura 7.4). Esta representación es de gran utilidad, ya que permite visualizar las relaciones entre los esfuerzos normales y cortantes que actúan sobre planos inclinados en un punto de un cuerpo sometido a esfuerzos. El círculo de Mohr sirve también para calcular los esfuerzos principales y los esfuerzos cortantes máximos. Por tanto, el círculo de Mohr (1882) permite una excelente visualización de la orientación de varios planos.

El procedimiento para construir el círculo de Mohr consiste en los siguientes pasos:

1. Dibujar un sistema de ejes (σ, τ) .
2. Dibujar el punto A de coordenadas (σ_y, τ_{xy}) .
3. Dibujar el punto B de coordenadas $(\sigma_x, -\tau_{xy})$.
4. Conectar los puntos A y B con una línea recta y localizar el centro del círculo.

5. Dibujar un círculo que pase por los puntos A y B.
6. Localizar el polo.
7. Dibujar una línea recta ($O_p C$), a partir del polo, con una inclinación α con respecto a la horizontal.
8. La intersección de la línea $O_p C$ con el círculo tiene como coordenadas $(\sigma_\alpha, \tau_\alpha)$, que es la solución del problema.

El **polo**, O_p , es un punto conocido como origen de los planos, ya que tiene la propiedad de que cualquier línea trazada a través de O_p paralela a cualquier plano escogido arbitrariamente, interceptará al círculo en un punto cuyas coordenadas son las componentes de esfuerzo sobre este plano. Para localizar el polo se requiere determinar los esfuerzos en dos planos. Por ejemplo, en la figura 7.4a se conocen los esfuerzos que actúan en un plano vertical, y los esfuerzos que actúan en un plano horizontal; el polo se localiza en la intersección del plano vertical que pasa por B (figura 7.4b) con el plano horizontal que pasa por A.

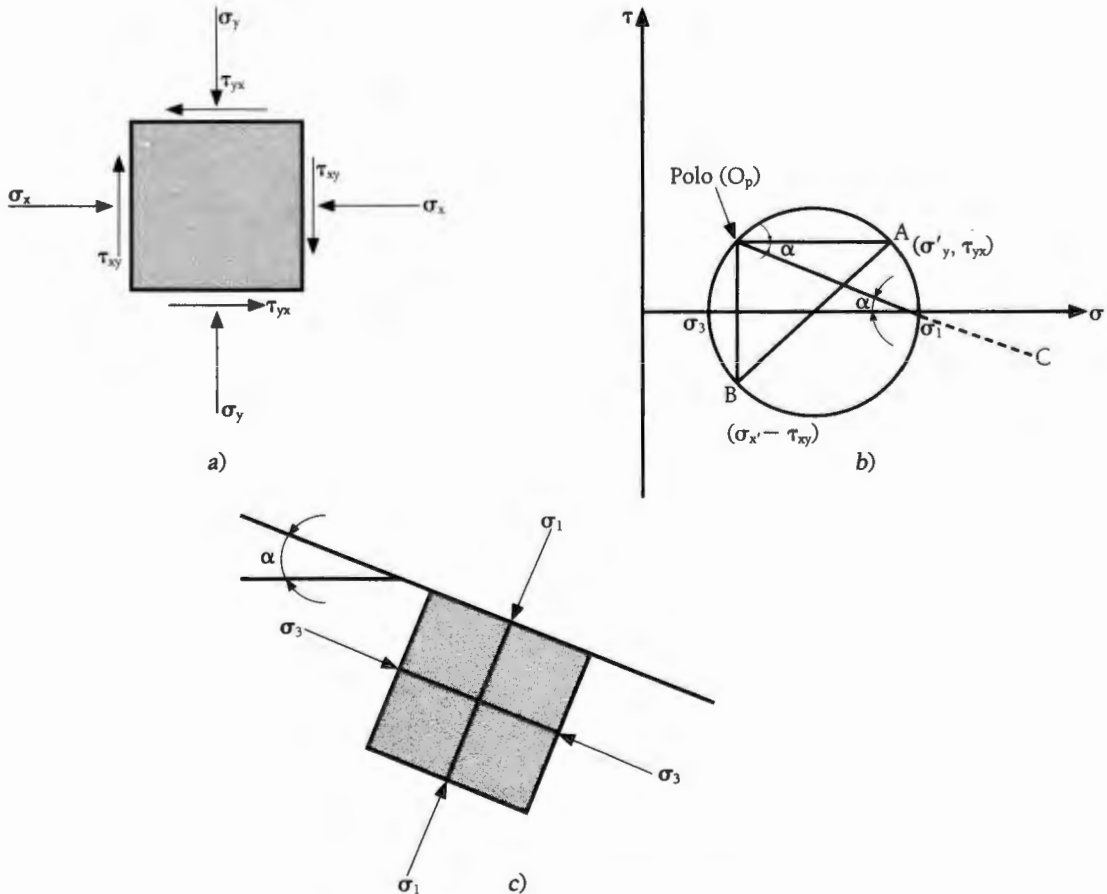


Figura 7.4. Círculo de Mohr para esfuerzo.

El círculo de Mohr presenta las siguientes propiedades:

- El esfuerzo cortante máximo tiene una magnitud de $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$, que es igual al radio del círculo.
- Los esfuerzos cortantes sobre planos perpendiculares entre sí son numéricamente iguales, pero de signo opuesto.
- Otras relaciones importantes son:

$$\text{Radio} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (7.6)$$

$$\sigma_{1,3} = -\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \text{Radio} \quad (7.7)$$

Ejemplo 7.1. La figura 7.5a muestra un elemento sujeto a un esfuerzo $\sigma_1 = 60$ kPa, que actúa sobre un plano horizontal, y un esfuerzo $\sigma_3 = 15$ kPa, que actúa sobre un plano vertical. Se necesita determinar los esfuerzos que actúan sobre un plano inclinado con un ángulo $\alpha = 30^\circ$. La solución del problema se observa en las figuras 7.5b y 7.5c.

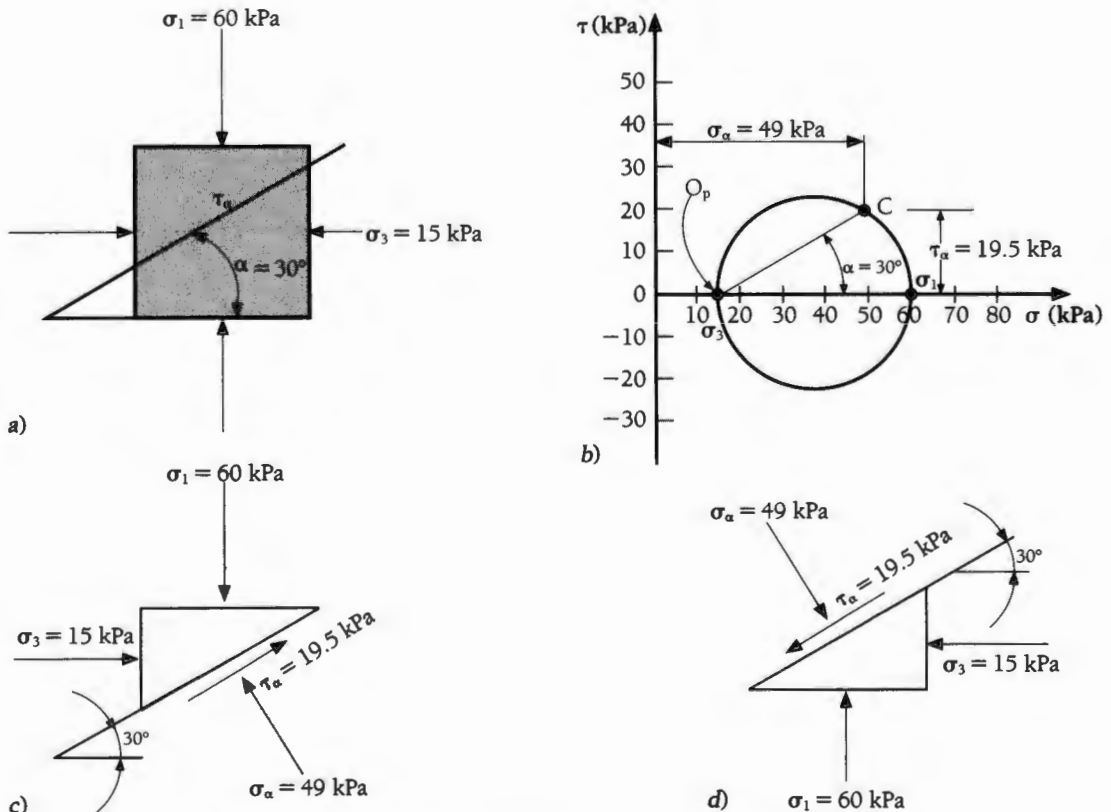


Figura 7.5. Círculo de Mohr (ejemplo 7.1).

Ejemplo 7.2. La fig. 7.6a ilustra un elemento sujeto a un esfuerzo normal $\sigma_y = 100$ kPa y un esfuerzo cortante $\tau_{yx} = -200$ kPa, que actúan sobre un plano horizontal, así como un esfuerzo normal $\sigma_x = -200$ kPa, y un esfuerzo cortante $\tau_{xy} = 200$ kPa, que actúan sobre un plano vertical. Se necesita determinar los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 y los planos principales sobre los que actúan. Las figuras 7.6b y 7.6c presentan la solución del problema.

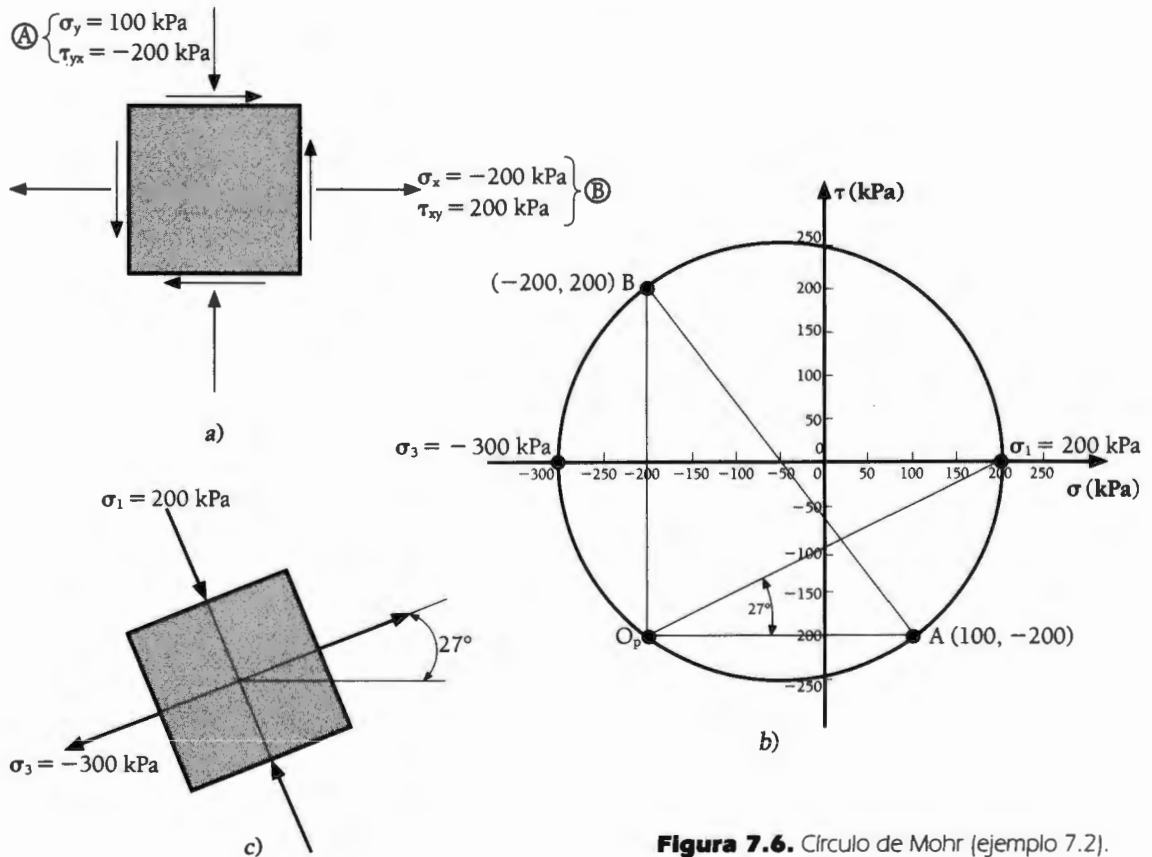


Figura 7.6. Círculo de Mohr (ejemplo 7.2).

7.5. CRITERIOS DE FALLA PARA SUELOS

- **Máximo esfuerzo desviador ($q_{\text{máx}}$).** Este criterio es el más tradicional asociado con la falla en suelos.
- **Deformación límite (ϵ_L).** La falla en este criterio se define cuando se alcanza una deformación específica. Tradicionalmente 20 %.
- **Máxima relación de esfuerzos principales $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{\text{máx}}$.** Se dibuja la relación de esfuerzos principales vs. la deformación axial, como se muestra en la figura 7.7. La relación de esfuerzos es 1 al inicio del ensayo. Este criterio de falla se usa en ensayos no drenados, ya que proporciona mejores correlaciones con otros parámetros.

- **Estado residual (q_{res}).** Si la deformación del suelo continúa bajo esfuerzo normal constante más allá del estado crítico, la resistencia continúa decreciendo hasta alcanzar un valor constante, lo que representa una resistencia residual.
- **Estado crítico.** En ensayos drenados la condición es que ΔV sea constante. En ensayos no drenados la condición es que Δu sea constante.

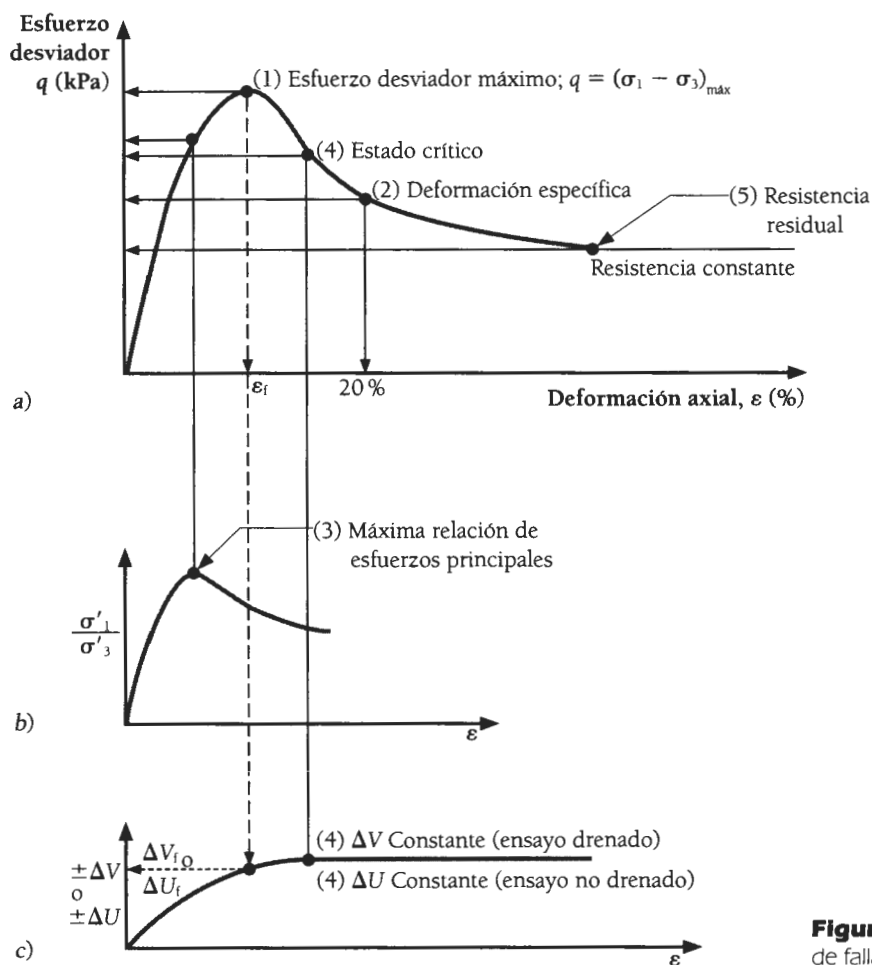


Figura 7.7. Criterios de falla para suelos.

7.6. TEORÍAS DE FALLA PARA SUELOS

Teoría de falla de Coulomb

En 1800 Coulomb (1736-1806) publicó un estudio sobre las leyes de la fricción entre sólidos. La figura 7.8 presenta dos sólidos en contacto a través de una superficie plana. La figura 7.8a muestra un bloque de madera sometido a una

fuerza normal N , sobre una superficie horizontal. Las fuerzas actuantes sobre el bloque son la fuerza N y la reacción P . La figura indica que no hay fuerza horizontal, de modo que no se moviliza ninguna fuerza de fricción. Si se aplica una fuerza horizontal T_1 , como se muestra en la figura 7.8b, aparece una fuerza resistente S_1 ; si el bloque no se mueve, significa que S_1 es suficiente para mantener el equilibrio de fuerzas. Nótese que la fuerza resultante R_1 forma un ángulo θ con la vertical; a este ángulo se le denomina **ángulo de oblicuidad** (*obliquity angle*).

Si la fuerza horizontal se aumenta a un valor T_2 para la cual se produce una fuerza resistente S_2 , que es la máxima que se puede producir, el bloque se encuentra en estado de equilibrio indiferente. En este caso, el ángulo que forma la resultante R_2 con la vertical es ϕ , y se denomina **ángulo de fricción** (*friction angle*). Nótese que, para valores comprendidos entre $0 < \theta < \phi$, no ocurre deslizamiento.

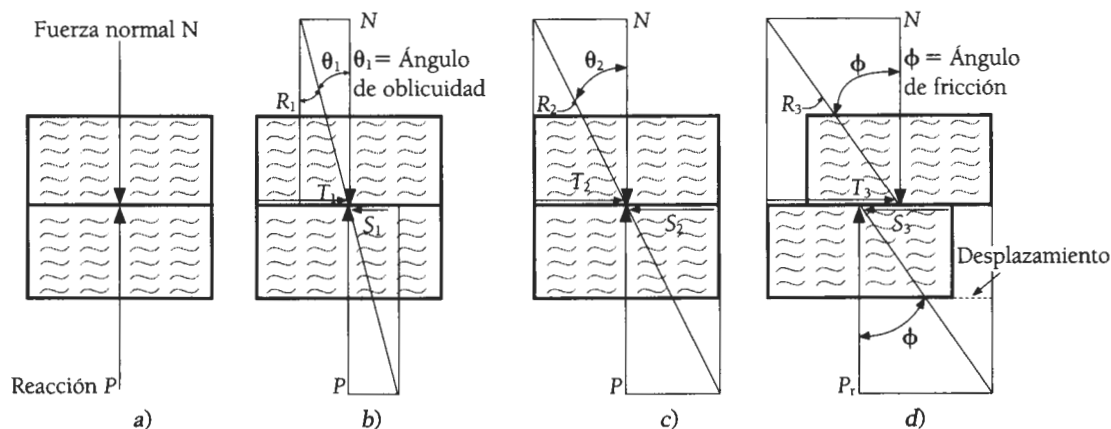


Figura 7.8. Experimento de Coulomb.

Con base en sus experimentos, Coulomb enunció las siguientes conclusiones:

- Los cuerpos empezarán a deslizarse uno sobre otro cuando la relación T/N alcance un cierto valor límite μ , es decir:

$$T_{\text{máx}} = \mu N$$

- A μ se le denomina **coeficiente de fricción**, el cual depende fundamentalmente de la naturaleza de las superficies en contacto.
- El coeficiente μ no depende del área de las superficies en contacto.

En la ingeniería geotécnica se prefiere usar la siguiente definición:

$$\mu = \tan \phi \quad (7.8)$$

Para valores de $T_3 > T_{\text{máx}}$, es decir, $\theta = \phi$ se produce deslizamiento y el movimiento se acelera.

Teoría de falla de Mohr

Según Mohr (1900), una muestra de suelo falla cuando los esfuerzos cortantes en el plano de falla alcanzan una relación única con los esfuerzos normales:

$$\tau_{ff} = f(\sigma_{ff}) \quad (7.9)$$

donde τ_{ff} es el esfuerzo cortante en el plano de falla en la falla y σ_{ff} es el esfuerzo normal en el plano de falla en la falla. La expresión anterior se conoce como el **criterio de falla de Mohr** y se muestra en la figura 7.9.

Si se realizan varias pruebas a la falla y se dibujan los círculos de Mohr correspondientes, se puede trazar una envolvente de todos los círculos, la cual se conoce como **envolvente de falla de Mohr**. Además, la **hipótesis de falla de Mohr** establece que el punto de tangencia de la envolvente de falla de Mohr con un círculo de falla particular determina el ángulo del plano de falla θ_f (figura 7.9).

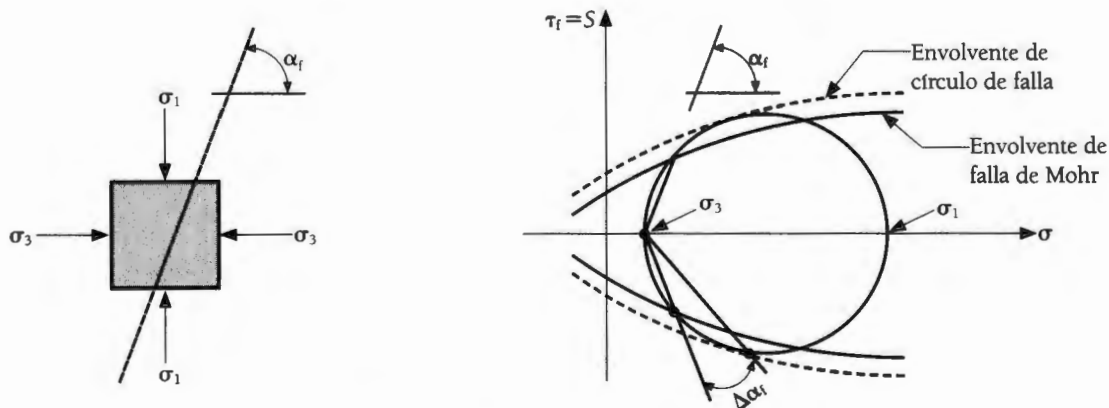


Figura 7.9. Teoría de falla de Mohr.

Criterio de falla Mohr-Coulomb

Una combinación de los criterios de falla de Coulomb y de Mohr se expresa como:

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} \tan \varphi + c \quad (7.10)$$

donde τ_{ff} y σ_{ff} son los esfuerzos en el plano de falla en la falla.

Tomando en cuenta el principio de esfuerzos efectivos, la expresión anterior se puede escribir como:

$$\tau_{ff} = \sigma'_{ff} \tan \varphi' + c' \quad (7.11)$$

7.7. MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se puede medir en el laboratorio o directamente *in situ*. En el laboratorio, las pruebas se realizan sobre muestras de suelos inalteradas y deben efectuarse bajo las condiciones de esfuerzo que simulen mejor las condiciones de campo.

Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo se realiza utilizando una caja metálica dividida en dos mitades, una superior y otra inferior, como se ve en la figura 7.10a. El espécimen de suelo se somete a una carga normal N , y se aplican cargas tangenciales T , en incrementos, hasta provocar el corte de la muestra a lo largo del plano AA'. La figura 7.11a ilustra tres curvas esfuerzo cortante-deformación horizontal y tres curvas deformación horizontal-deformación vertical. La figura 7.11b muestra la obtención del ángulo de fricción interna ϕ , a partir del diagrama τ vs. σ .

El equipo de corte directo tiene los siguientes inconvenientes:

- Las condiciones de drenaje son difíciles de controlar.
- Se presenta falla progresiva.
- El plano de falla está predeterminado.

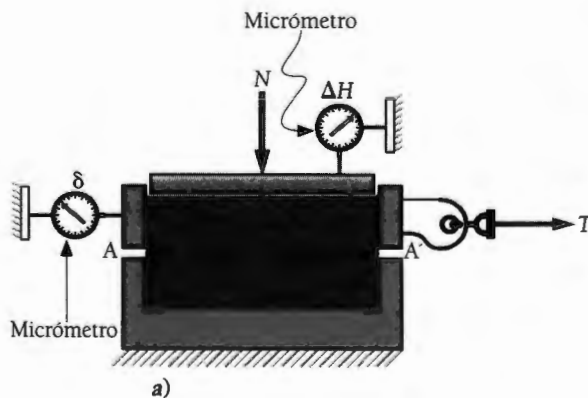


Figura 7.10. Equipo de corte directo a) esquemático, y b) fotografía.

b)

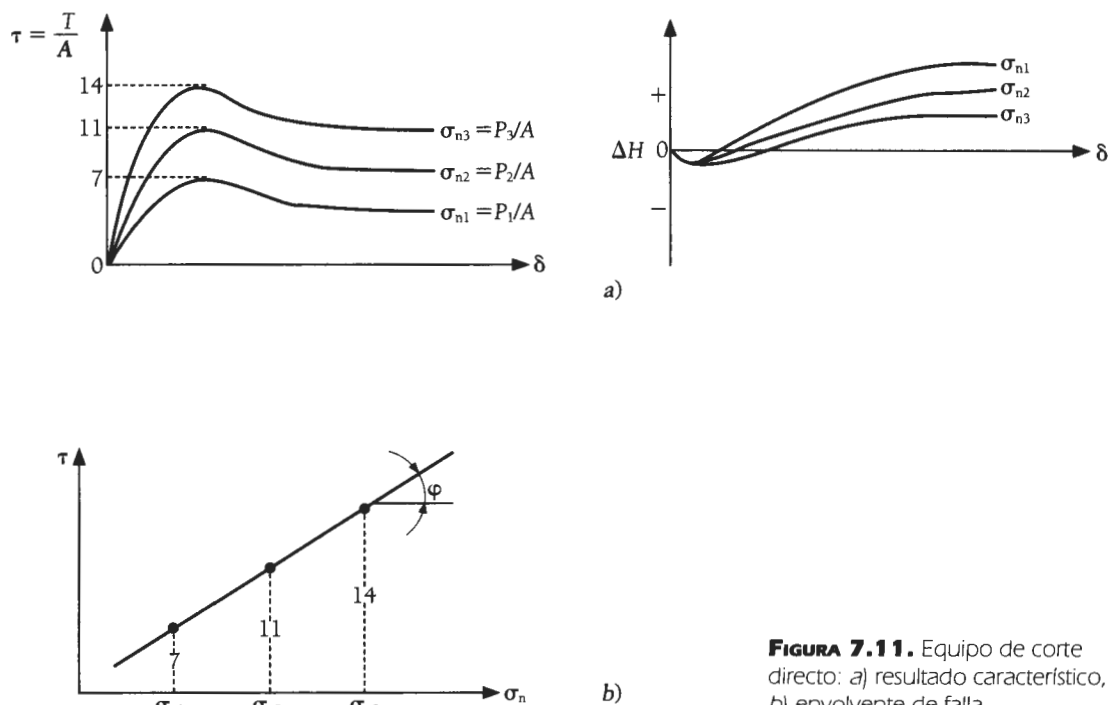


FIGURA 7.11. Equipo de corte directo: a) resultado característico, b) envolvente de falla.

Ensayo de corte simple

El ensayo de corte simple tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo-deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra de suelo sometido a una condición de esfuerzos de corte simple (figura 7.12a):

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial y} = 0, \frac{\partial u}{\partial y} > 0 \quad (7.12)$$

Es decir:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0, \gamma_{xy} = \frac{\Delta x}{H_0} = \frac{\pi}{2} - \theta \quad (7.13)$$

donde u y v son los desplazamientos en las direcciones x y y , respectivamente.

Para condiciones no drenadas, el cambio de volumen de la muestra tendrá que ser nulo. Entonces, al ocurrir deformaciones angulares γ_{xy} , no deberán producirse deformaciones verticales, es decir, cada punto de las fronteras inferior y superior deberá moverse una cantidad de $\pm \gamma \cdot H_0$. Para conseguir esto último, dichas fronteras deberán ser rugosas para evitar deslizamientos, que darían origen a zonas muertas en el espécimen bajo ensayo.

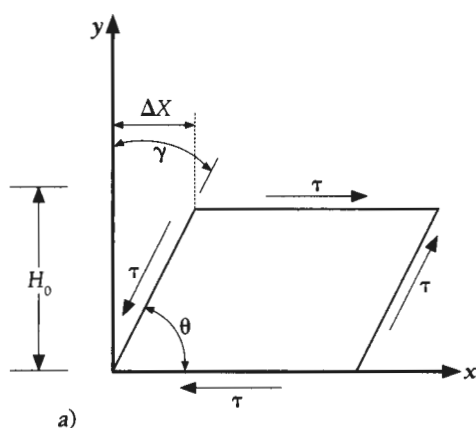
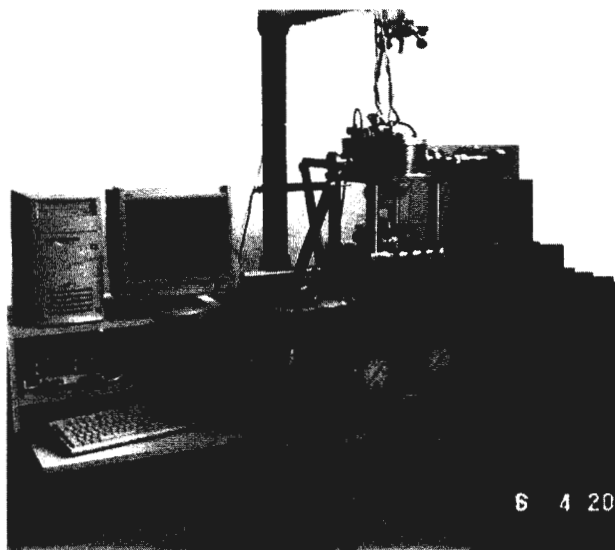


Figura 7.12. Aparato de corte simple.



b)

Pickering (1969) realizó ensayos con placas de diferente rugosidad, y obtuvo resultados satisfactorios cuando las placas proporcionaban la fricción necesaria para transmitir los esfuerzos cortantes (τ_{xy}).

En el desarrollo del equipo de corte simple han participado varios investigadores (Kjellman, 1951; Roscoe, 1953; Peacock y Seed (1968); Pickering, 1969; Finn, Pickering y Bransby, 1971; Díaz-Rodríguez, Weckmann e Iturbe, 1973, entre otros).

Actualmente hay dos tipos de aparatos de corte simple comercialmente disponibles: uno de paredes rígidas y forma prismática (tipo Cambridge) de aproximadamente $50 \times 50 \times 29$ mm (figura 7.13a), y otro de forma cilíndrica (tipo NGI) con dimensiones de 71 mm de diámetro y 20 mm de altura. En este caso, los especímenes se colocan dentro de una membrana reforzada con alambre de acero en espiral (figura 7.13b); esto último tiene como finalidad lograr que el desplazamiento relativo entre la parte superior y la parte inferior del espécimen defina una línea recta.

Finn y Vaid (1977) desarrollaron un procedimiento para ensayos a volumen constante. El procedimiento consiste en determinar el comportamiento no drenado de la muestra bajo ensayo y medir el cambio del esfuerzo vertical para mantener el volumen de la muestra constante. El cambio del esfuerzo vertical se interpreta como el cambio de presión de poro equivalente.

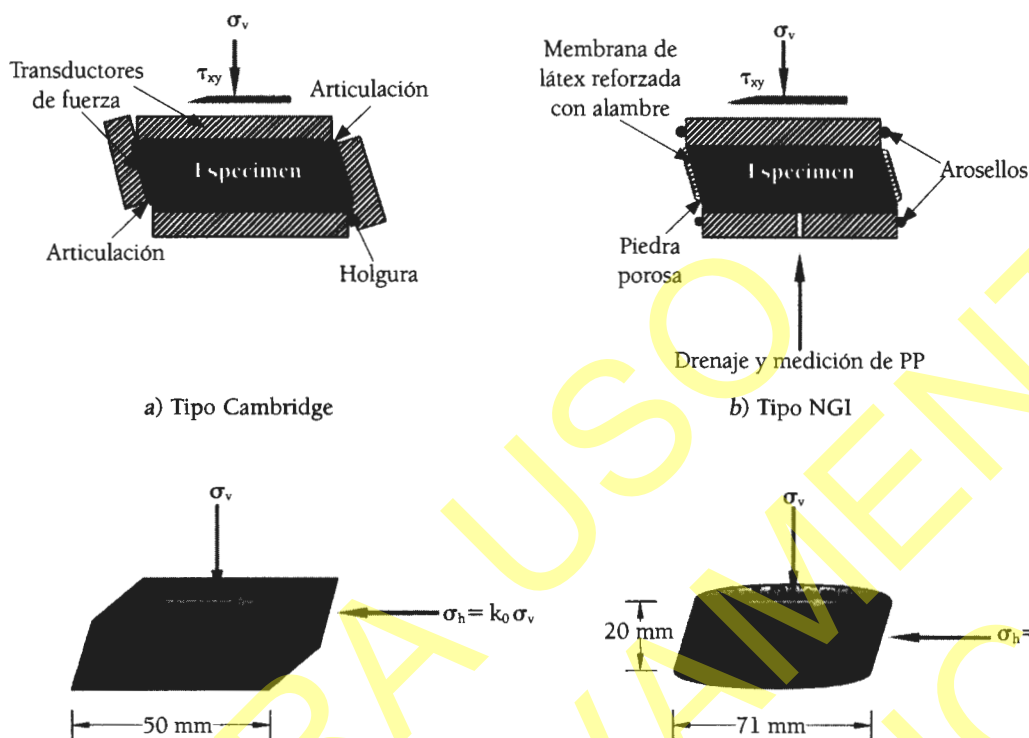


Figura 7.13. Tipos de equipo de corte simple.

El equipo de corte simple ofrece ventajas y desventajas. Dentro de las primeras se pueden mencionar:

- Durante la consolidación del espécimen, se obtiene información similar a la que proporciona un ensayo odométrico convencional.
- El valor medido de esfuerzo cortante horizontal máximo ($\tau_{h\text{ máx}}$) proporciona un valor confiable de la resistencia no drenada C_u .

La principal desventaja es:

- Los esfuerzos normales y cortantes no son uniformes.

Ensayo de cubo triaxial

El ensayo de cubo triaxial o triaxial verdadero (figura 7.14) tiene el propósito de obtener el comportamiento y las propiedades de un espécimen cúbico de suelo, sometido a tres esfuerzos principales. Las dimensiones de la muestra cúbica son de 76 mm de lado. El equipo permite investigar el efecto del esfuerzo principal intermedio (σ_2).

Ensayo de deformación plana

El ensayo de deformación plana (figura 7.15), también llamado **aparato biaxial**, tiene el propósito de obtener el comportamiento y las propiedades de un espécimen prismático rectangular de suelo (140 mm × 80 mm × 40 mm), sometido a dos esfuerzos, uno axial y otro lateral, y confinado lateralmente mediante dos placas de acero que impiden la deformación y proporcionan esfuerzos de reacción. El equipo mide las propiedades de los suelos sujetos a condiciones de deformación plana.

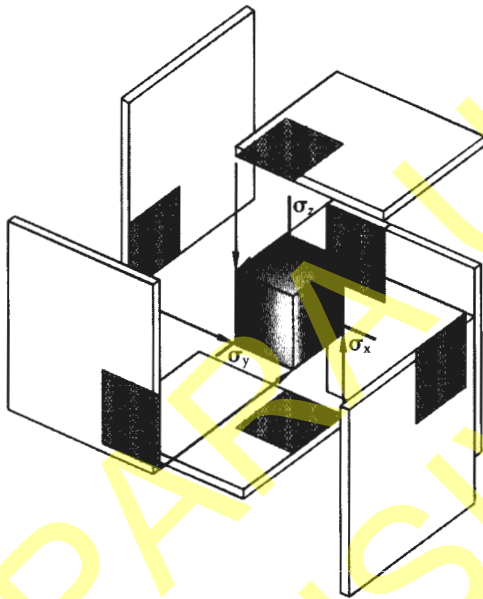
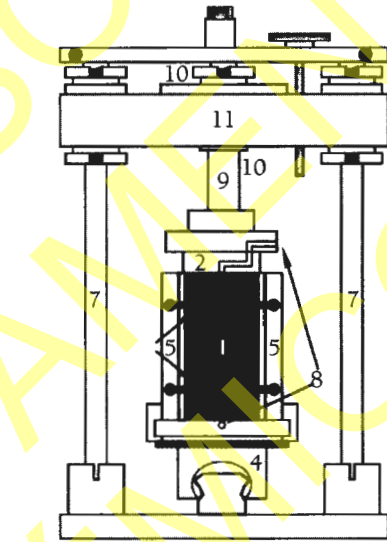
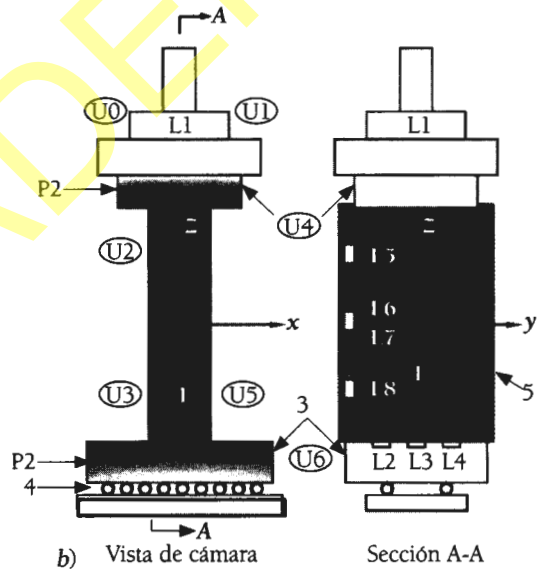


Figura 7.14. Equipo de cubo triaxial. (Lade and Duncan, 1973)



a)



b) Vista de cámara

Sección A-A

Figura 7.15. Equipo de deformación plana. (Fino et al., 1997)

Ensayo con cámara triaxial

El ensayo con cámara triaxial se realiza con una cámara de confinamiento, compuesta de una base, una tapa y un cilindro de lucita, como se muestra en las figuras 7.16 y 7.17. El espécimen de suelo de forma cilíndrica (diámetro de 36 mm y altura de 72 mm) se coloca entre dos piedras porosas y se envuelve en una membrana de látex para mantener el control de las condiciones de drenaje. Se aplica una presión de confinamiento, $\sigma'_c = \sigma'_3$, hasta lograr la consolidación, la cual se mantiene constante durante los ensayos. La muestra de suelo se lleva a la falla con el aumento del esfuerzo axial, denominado esfuerzo desviador $q = (\sigma'_c - \sigma'_3)$ mediante un vástago de acero. Durante el ensayo se miden tres variables: el esfuerzo axial (σ_a) la deformación axial (ϵ_a) y el cambio de volumen (ΔV) o la presión de poro (u).

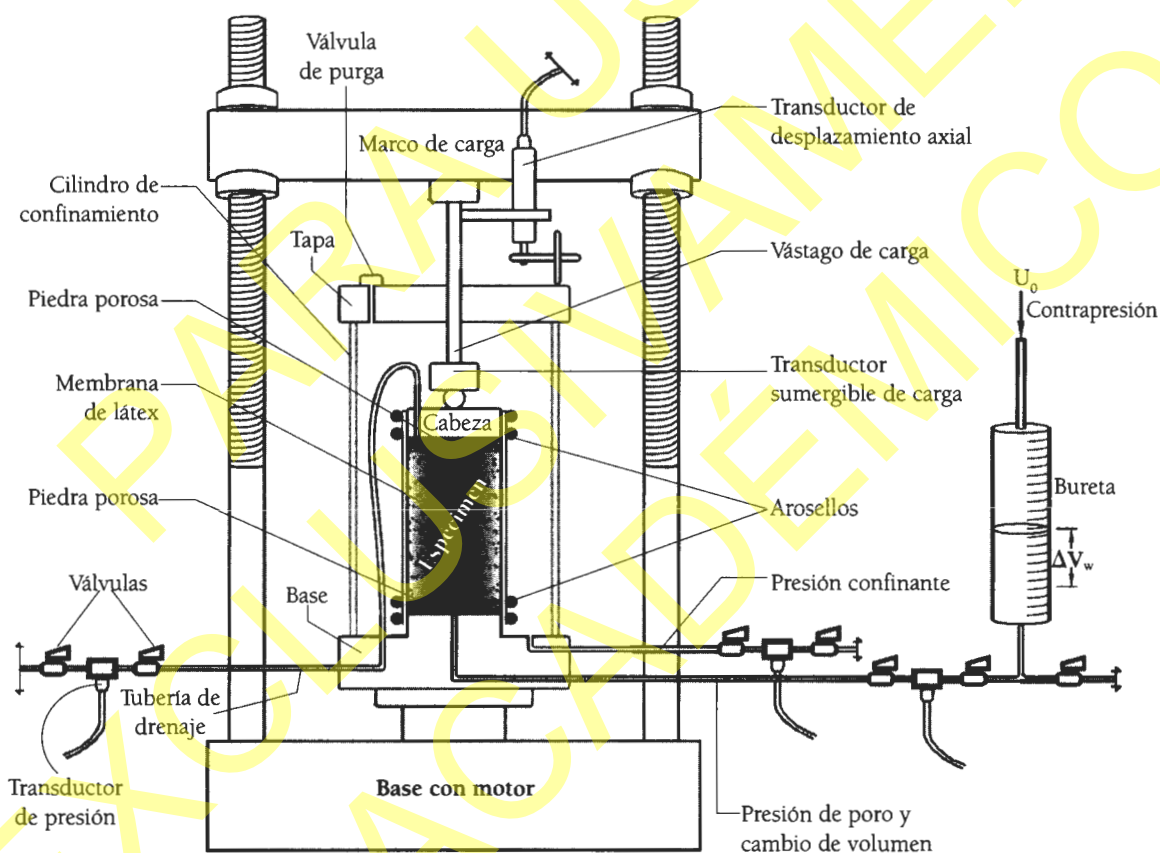
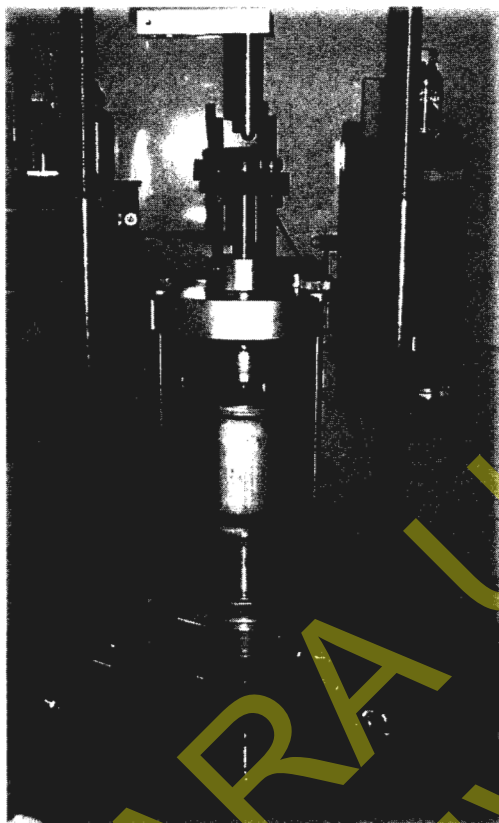


Figura 7.16. Equipo de cámara triaxial.



7.8. TIPOS DE ENSAYO CON CÁMARA TRIAXIAL

Los ensayos efectuados con la cámara triaxial se usan para determinar las características esfuerzo-deformación-resistencia de los suelos bajo condiciones drenadas y no drenadas. Esta prueba trata de simular o reproducir en el laboratorio las condiciones de drenaje que se presentan en un caso real, por lo que, son una idealización del problema. Aunque existen un gran número de variantes del ensayo con cámara triaxial, se tienen tres ensayos principales, que son: prueba consolidada-drenada (CD), prueba consolidada-no drenada (CU) y prueba no consolidada-no drenada (UU). La primera letra se refiere a la etapa I o etapa de consolidación, es decir, consolidada (C) o no consolidada (U). La segunda letra se refiere a las condiciones de drenaje durante la etapa II o etapa de corte, es decir, como drenada (D) o no drenada (U).

Figura 7.17. Fotografía de una cámara triaxial (cortesía de ELE).

Saturación de especímenes

Previo a las dos etapas ya descritas, se requiere que las muestras de suelo estén 100 % saturadas, ya que durante las operaciones de muestreo, transporte, almacenamiento y labrado de los especímenes, pierden saturación. Por lo mismo, las muestras deben estar 100 % saturadas para tener precisión en la medición de los cambios de volumen o en la presión de poro. El grado de saturación S se verifica con la medición del **parámetro B de Skempton** (1954).

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_c \quad (7.14)$$

Donde Δu es el incremento de la presión de poro generada por un incremento en la presión confinante $\Delta \sigma_c$. Si el parámetro B es igual o mayor a 0.96, el suelo se considera saturado. Si el parámetro B es menor de 0.96, hay necesidad de saturar el espécimen mediante contrapresión (*back pressure*). La figura 7.18 muestra la relación entre el parámetro B y el grado de saturación para varios suelos (Black y Lee, 1973).

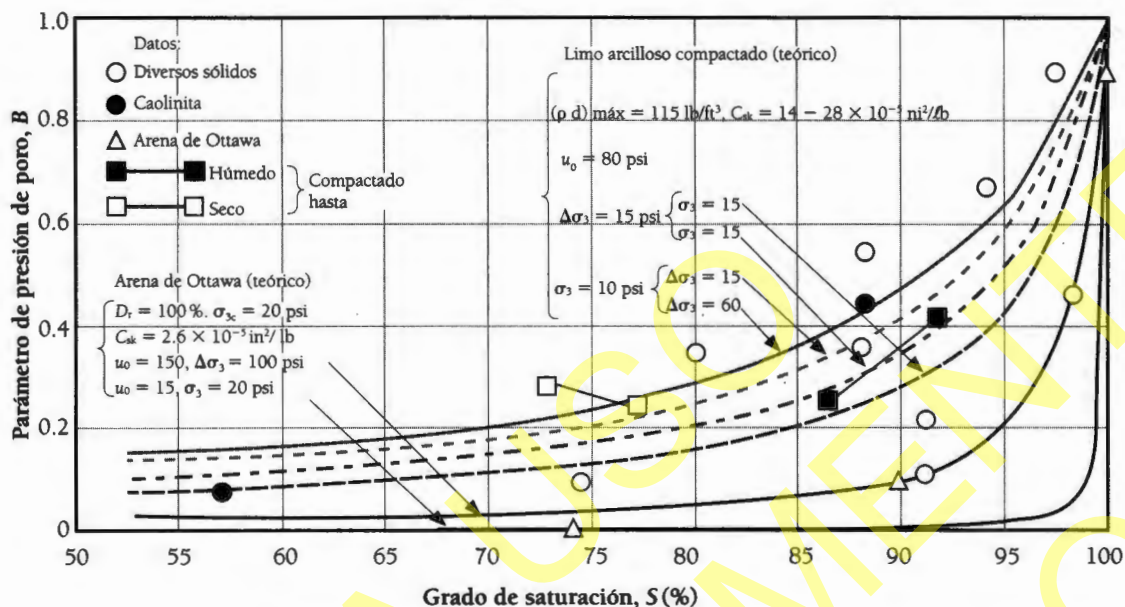


Figura 7.18. Relación entre el parámetro B y el grado de saturación (Black y Lee, 1973).

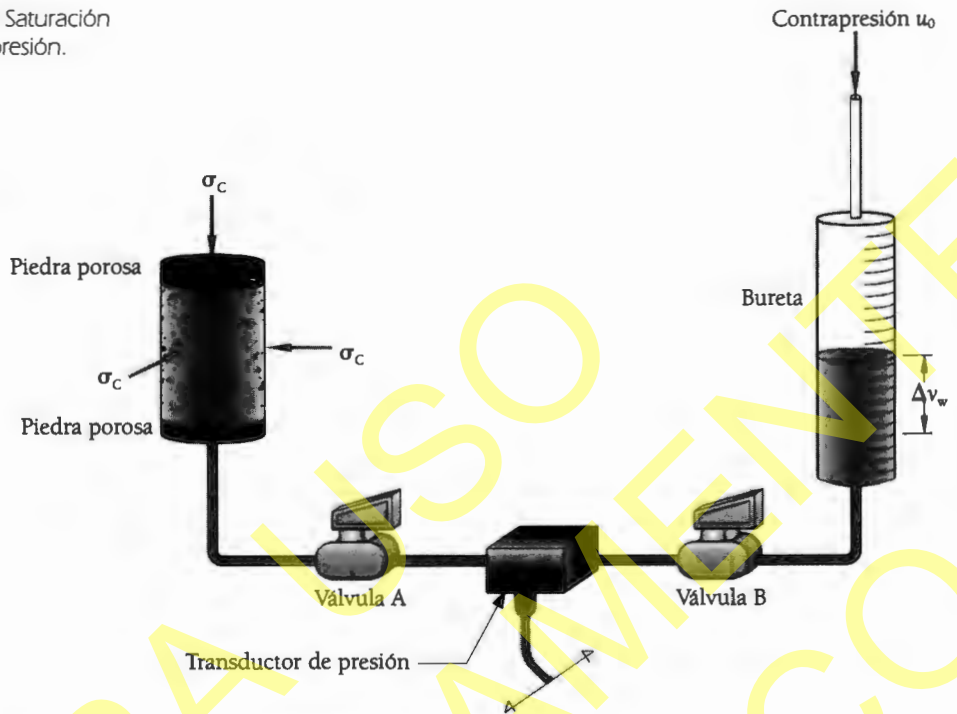
Saturación mediante contrapresión

Si la muestra de suelo no está saturada ($B < 0.96$), es necesario saturarla previamente a la aplicación de las etapas I y II. Por tanto, se aplica al espécimen de suelo una pequeña presión confinante (10 kPa) que no produzca la consolidación del espécimen parcialmente saturado. Se mide la presión de poro, que puede ser negativa debido a la capilaridad, se aplica un segundo incremento de presión confinante (10 kPa) y se mide la presión de poro u . Se obtiene Δu y $\Delta\sigma_c$, y se calcula B . Si $B < 0.96$, se aplica una contrapresión u_0 igual al incremento de presión confinante, se deja reposar 30 minutos la condición lograda y después se cierra la válvula (figura 7.19), se mide la presión de poro, se incrementa la presión confinante en 10 kPa, se obtiene Δu y $\Delta\sigma_c$ y se calcula B . Se repiten los pasos anteriores tantas veces como se necesite hasta lograr un $B \geq 0.96$. Al final de estas operaciones se tendrán un valor de la presión confinante σ_c y otro de la contrapresión aplicada en la bureta u_0 ; la diferencia ($= \sigma_c - u_0$) será la presión confinante efectiva σ'_c .

Prueba consolidada-drenada (CD)

Las etapas I y II de las pruebas CD, CU y UU se representan de manera esquemática en la figura 7.20.

Figura 7.19. Saturación mediante compresión.



Etapa Ensayo	I Aplicación del esfuerzo confinante		II Aplicación del esfuerzo desviador	
CD	Ⓒ $u = 0$ $\Delta v \neq 0$		Ⓓ $u = 0$ $\Delta v \neq 0$	
CU	Ⓒ $u = 0$ $\Delta v \neq 0$		Ⓢ $u \neq 0$ $\Delta v = 0$	
UU	Ⓢ $u \neq 0$ $\Delta v \neq 0$		Ⓢ $u \neq 0$ $\Delta v \neq 0$	

Figura 7.20. Condiciones de los ensayos CD, CU y UU.

En la etapa I, se aplica el esfuerzo confinante σ_c y se abre la válvula de drenaje de tal manera que se lleve a cabo la consolidación de la muestra bajo el esfuerzo σ'_c , se mide el cambio de volumen de la muestra con el tiempo, después de transcurridas 24 h se cierra la válvula de drenaje y se deja que se homogenicen las condiciones en el interior de la muestra (figura 7.21).

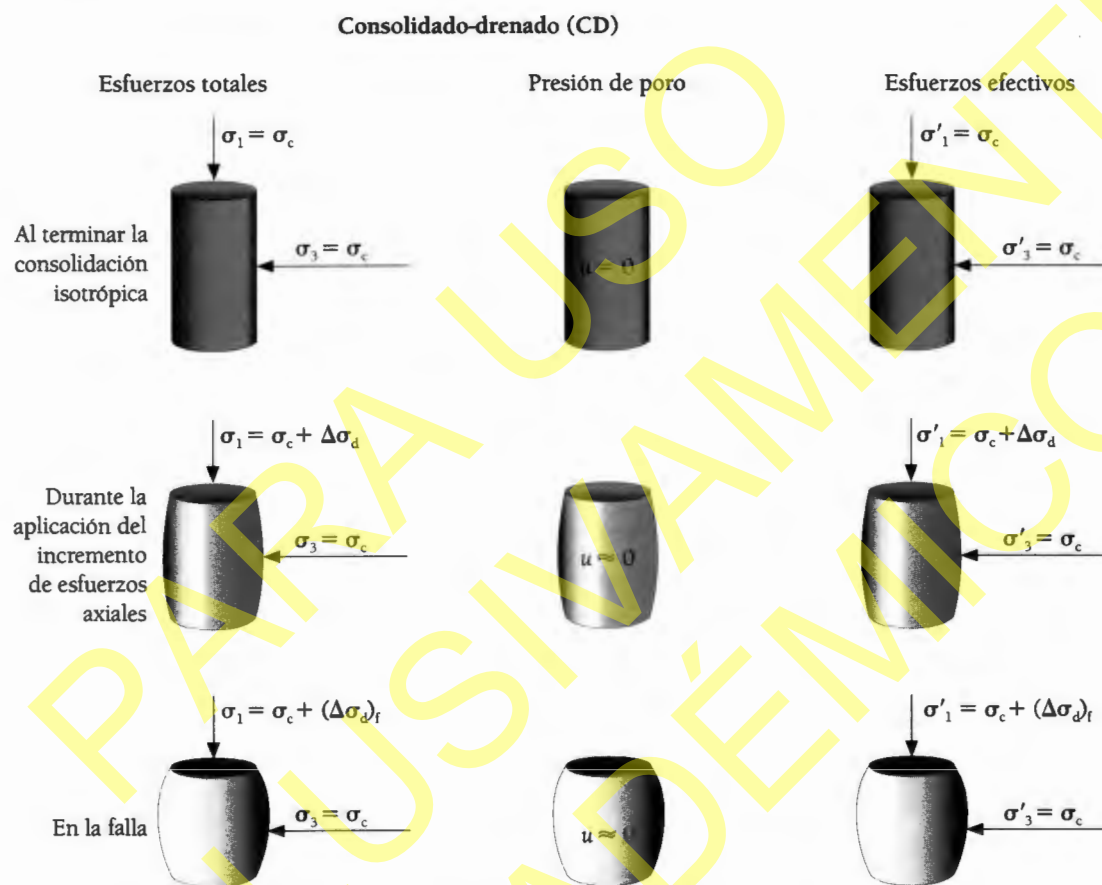
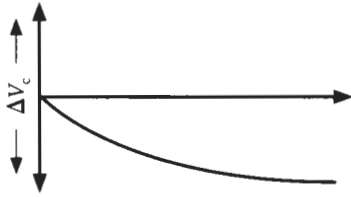


Figura 7.21. Condiciones de esfuerzos en el ensayo (CD).

En la etapa II, se aplica por incrementos el esfuerzo desviador, $\Delta\sigma_d = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$, y se obtienen las curvas esfuerzo-deformación y deformación-cambio de volumen, que se presentan en la figura 7.22. Dicha figura muestra las diferencias entre suelos granulares sueltos o suelos arcillosos NC y suelos granulares densos o suelos arcillosos OC.

Al ocurrir la falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ se obtienen los valores σ_{1f} y σ_{3f} , con los cuales se dibuja la envolvente de falla de la prueba CD de acuerdo con el criterio Mohr-Coulomb (figura 7.23). El ángulo que forma la envolvente de falla con la horizontal se denomina **ángulo de fricción interna**, ϕ' , en función de los esfuerzos efectivos.

1. Durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento, σ_c .



2. Durante la aplicación del incremento de esfuerzos axiales, $\Delta\sigma_a$, hasta la falla.

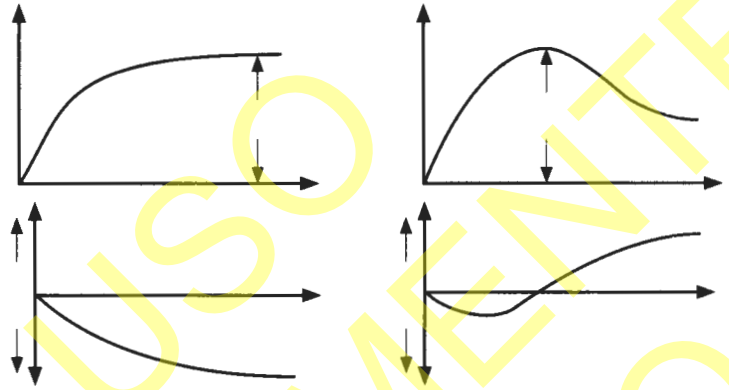
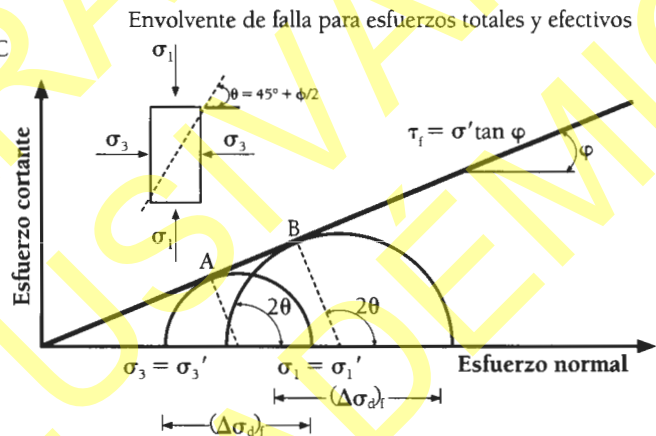


Figura 7.22. Comportamiento de una muestra durante el ensayo consolidado drenado.

a) Arenas sueltas o arcillas NC

b) Arenas densas o arcillas OC

a) Envolvente de falla para arenas y arcillas NC



b) Envolvente de falla para arcillas OC

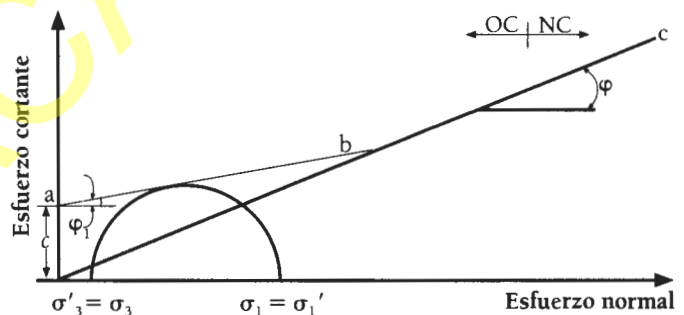


Figura 7.23. Envolvente de falla Mohr-Coulomb. Ensayo consolidado-drenado.

Prueba consolidada-no drenada (CU)

En la etapa I, se aplica el esfuerzo confinante σ_c y se abre la válvula de drenaje de tal manera que se lleve a cabo la consolidación de la muestra bajo el esfuerzo σ'_c , se mide el cambio de volumen de la muestra con el tiempo, después de transcurridas 24 h, se cierra la válvula de drenaje y se deja que se homogenicen las condiciones en el interior de la muestra (figura 7.24).

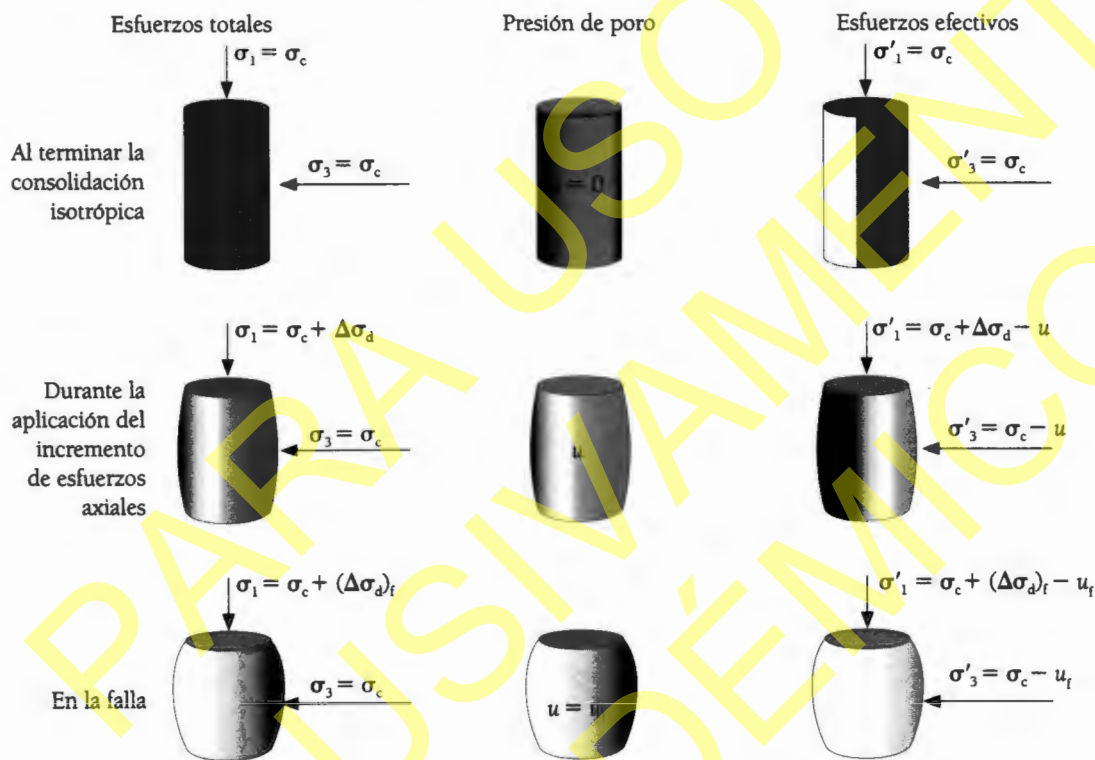


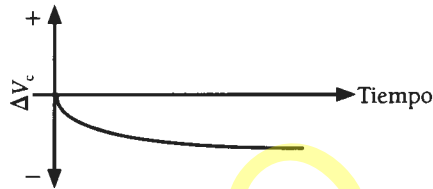
Figura 7.24. Condiciones de esfuerzo en el ensayo consolidado-no drenado (CU).

En la etapa II, se aplica por incrementos $\Delta\sigma_d = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$, y se obtienen las curvas esfuerzo-deformación y deformación-presión de poro, que se muestran en la figura 7.25, donde se observan las diferencias entre suelos granulares sueltos o suelos arcillosos NC y suelos granulares densos o suelos arcillosos OC.

Al ocurrir la falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, se obtienen los valores σ_{1f} y σ_{3f} , con los cuales se dibuja la envolvente de falla de la prueba CU de acuerdo con el criterio Mohr-Coulomb (figura 7.26). El ángulo que forma la envolvente de falla con la horizontal se denomina ángulo de fricción interna ϕ_{cu} en función de los esfuerzos totales. Con base en la curva deformación-presión de poro, se puede conocer la presión de poro en cualquier punto, y con esta información calcular los

esfuerzos efectivos y dibujar la envolvente de falla Mohr-Coulomb en función de esfuerzos efectivos (figura 7.26), y conocer el ángulo de fricción interna ϕ' en función de los esfuerzos efectivos.

1. Durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento, σ_c .



2. Durante la aplicación del incremento de esfuerzos axiales, $\Delta\sigma_d$, hasta la falla.

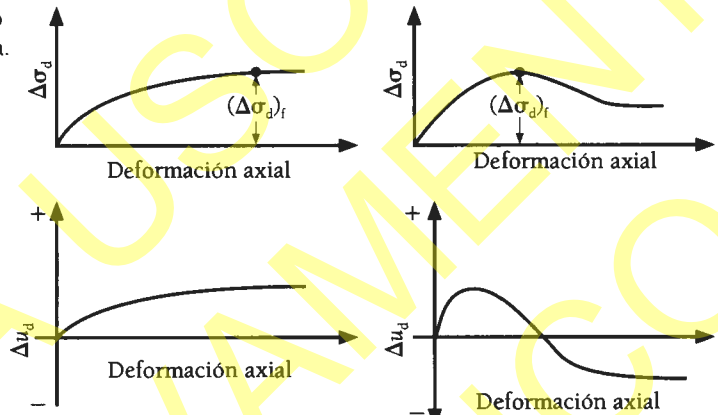


Figura 7.25. Comportamiento de una muestra durante el ensayo consolidado-no drenado.

a) Arenas sueltas o arcillas NC

b) Arenas densas o arcillas OC

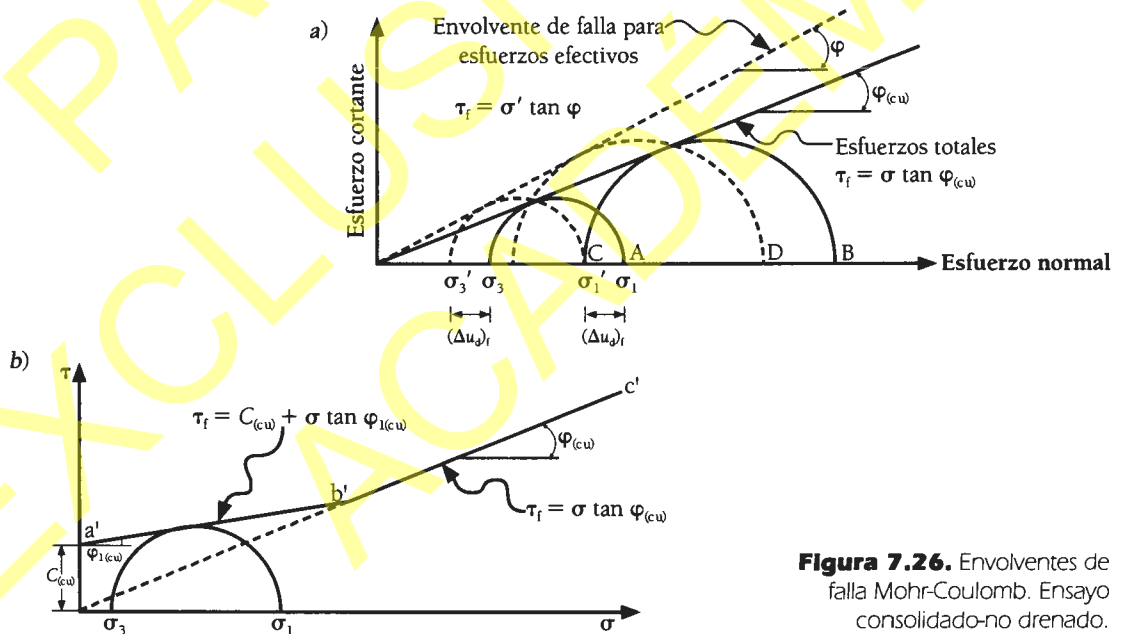


Figura 7.26. Envolventes de falla Mohr-Coulomb. Ensayo consolidado-no drenado.

Prueba no consolidada-no drenada (UU)

El propósito del ensayo no consolidado-no drenado es medir la resistencia no drenada S_u de un espécimen de suelo saturado, sin permitir el drenaje en ninguna de las etapas de prueba. El ensayo UU consiste en colocar un espécimen de suelo dentro de la cámara de confinamiento, aplicar una presión confinante σ_c sin permitir drenaje, es decir, sin cambio de volumen, y a continuación llevar a la falla el espécimen de suelo sin permitir drenaje. El círculo de Mohr de falla se dibuja en función de los esfuerzos totales. Si se realizan más de dos ensayos UU, se obtienen círculos del mismo diámetro, únicamente desplazados de manera horizontal por la diferencia en magnitud de la presión confinante (figura 7.27). La envolvente de falla es una línea horizontal y representa la resistencia no drenada S_u o C_u .

Prueba de compresión simple

La prueba de compresión simple (Norma ASTM D-2166), también conocida como **prueba de compresión no confinada**, constituye un ensayo sin esfuerzo de confinamiento drenaje. Es comúnmente usada en suelos arcillosos. La carga axial se aplica hasta provocar la falla del espécimen. En la falla el esfuerzo principal menor σ_3 es cero y el esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = q_u = 2c_{uf}$ (véase figura 7.28). Según el valor de la resistencia a la compresión simple q_u , un material arcilloso se puede clasificar del modo que se indica en la tabla 7.1.

Tabla 7.1. Consistencia en función de la resistencia a la compresión simple.

Consistencia del suelo	kPa
Muy blanda	<25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	>400

7.9. TRAYECTORIAS DE ESFUERZO

Al efectuar una prueba CD o CU, la curva esfuerzo-deformación obtenida contiene mucha información sobre el comportamiento del espécimen en estudio. El criterio de Mohr-Coulomb toma en cuenta únicamente la información del punto de falla (σ_{1f} , σ_{3f}), por lo que es necesario incorporar más información al diagrama de Mohr.

Figura 7.27. Círculos de Mohr y envolvente de falla ($\phi = 0$) obtenidos en un ensayo UU.

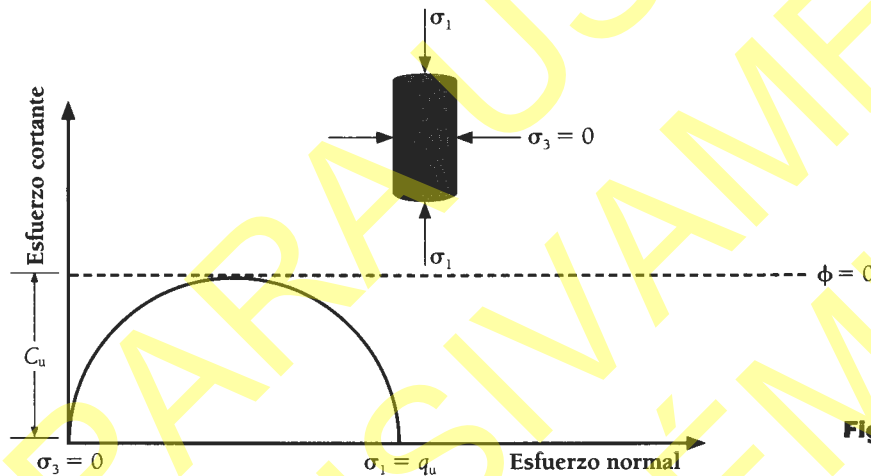
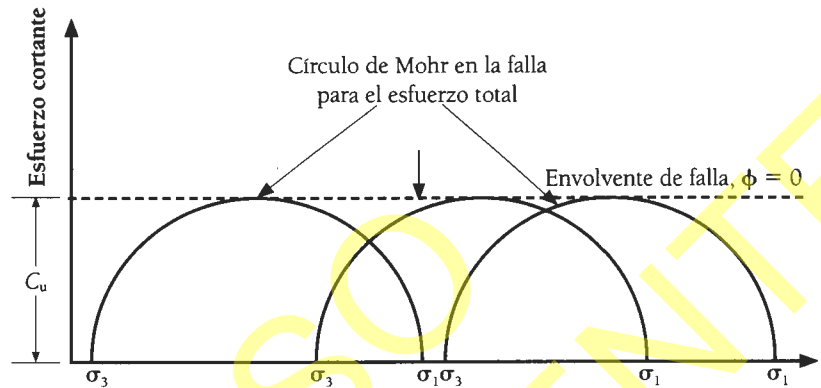


Figura 7.28. Prueba de compresión simple.

Para satisfacer la necesidad de incorporar la diversidad de cambios de esfuerzos que se pueden observar en un espécimen de suelo en una situación real, surgió el concepto de **trayectoria de esfuerzos**, definido como el lugar geométrico de los esfuerzos ($\sigma_\alpha, \tau_\alpha$) en un plano determinado, durante la etapa de aplicación del esfuerzo desviador hasta la falla. Se tienen tres trayectorias de esfuerzos: curva vector, trayectoria de esfuerzos MIT y trayectoria de esfuerzos Cambridge.

Curva vector

Casagrande y Wilson (1953) presentaron una curva que unía los esfuerzos normales y cortantes del plano que forma un ángulo $\alpha = 45 + \phi/2$ con la horizontal, durante todo el ensayo, como se muestra en la figura 7.29.

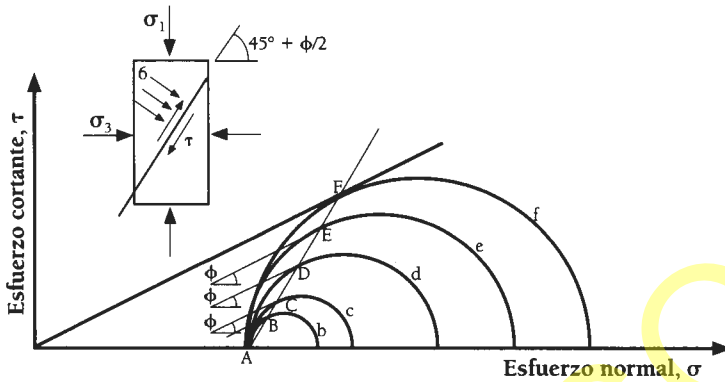
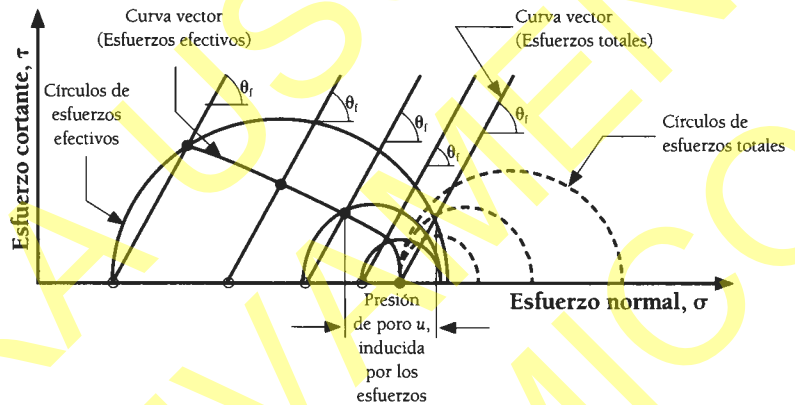


Figura 7.29. Curva vector (Casagrande y Wilson, 1953).



Trayectoria de esfuerzos MIT

Lambe (1967) presentó una curva que unía los esfuerzos normales y cortantes del plano que forma un ángulo $\alpha = 45^\circ$ con la horizontal, como se ilustra en la figura 7.30. La idea fundamental de esta trayectoria de esfuerzos es integrar la información de la curva esfuerzo-deformación en un diagrama que presente la envolvente de falla. El diagrama utiliza las coordenadas definidas como:

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (7.15)$$

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (7.16)$$

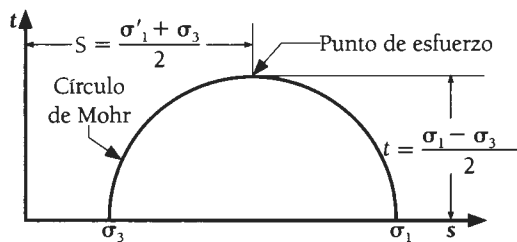
Las expresiones para la trayectoria de esfuerzos en función de los esfuerzos efectivos son:

$$t' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 \quad (7.17)$$

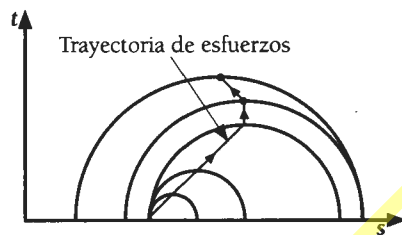
$$s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 \quad (7.18)$$

La línea que une los puntos de falla recibe el nombre de **línea K_ϕ** . La línea ϕ y la línea K_ϕ están relacionadas según la expresión:

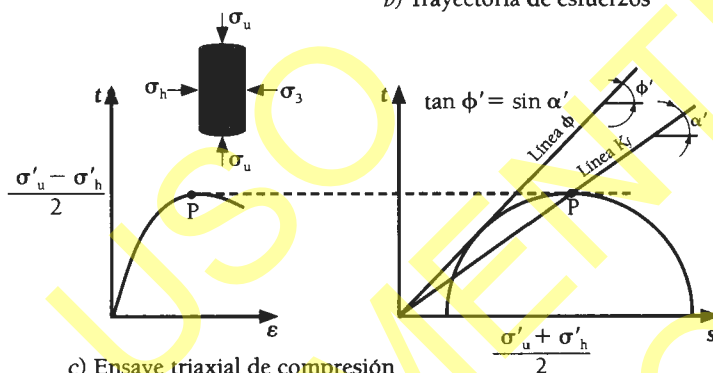
$$\tan \phi' = \tan \alpha' \quad (7.19)$$



a) Punto de esfuerzo



b) Trayectoria de esfuerzos

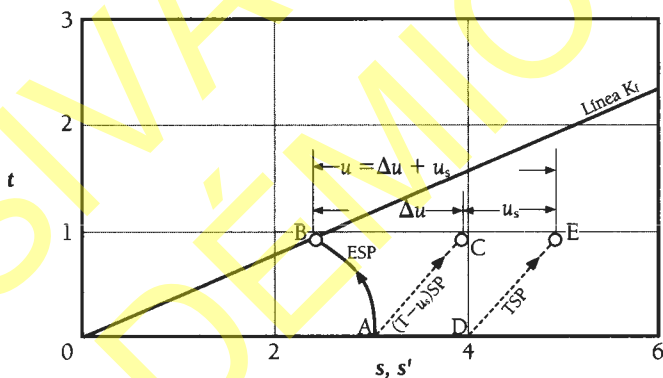


c) Ensayo triaxial de compresión

Figura 7.30. Trayectoria de esfuerzos MIT (Lambe, 1967).

La figura 7.31 muestra otras características de la trayectoria de esfuerzos.

a) Comportamiento de arcilla normalmente consolidada (NC)



b) Comportamiento de arcilla preconsolidada (OCR ≈ 4)

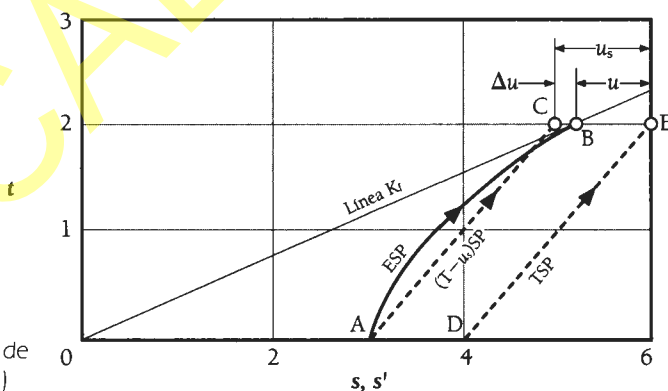


Figura 7.31. Trayectorias de esfuerzos MIT (Lambe, 1967)

Trayectoria de esfuerzos Cambridge

La trayectoria de esfuerzos Cambridge (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958) se conoce como **trayectoria p - q** (figura 7.32), donde p y q se definen a continuación:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (7.20)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (7.21)$$

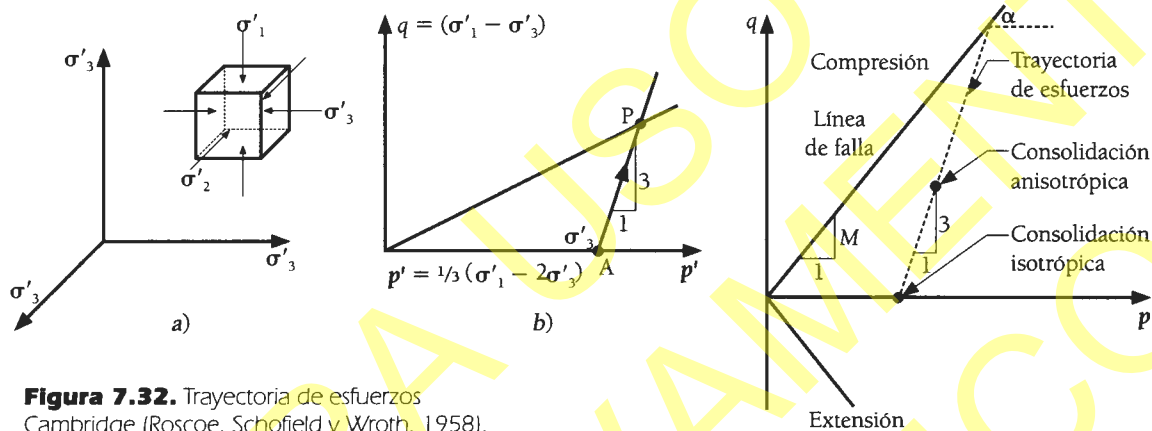


Figura 7.32. Trayectoria de esfuerzos Cambridge (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958).

En función de los esfuerzos efectivos:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (7.22)$$

$$q = q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (7.23)$$

La línea que une los puntos de falla tiene una pendiente M . Las relaciones entre M y φ son:

$$M = 6 \tan \varphi / (3 - \tan \varphi) \quad (7.24)$$

$$\tan \varphi = 3M / (6 + M) \quad (7.25)$$

7.10. EFECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN

La respuesta esfuerzo-deformación-resistencia de un suelo arcilloso es dependiente de la velocidad de deformación; es decir, a mayor velocidad de deformación mayor es la resistencia.

En ensayos estáticos, las condiciones de drenaje se especifican como drenadas o no drenadas. Sin embargo, en ensayos con velocidades de aplicación de carga mayores de 0.5 % por hora, es difícil conocer bajo qué condiciones de drenaje se realiza el ensayo, aun manteniendo las válvulas de drenaje del equipo abiertas,

tanto de la cabeza como de la base, ya que se puede presentar exceso de presión de poro en la parte media del espécimen.

Generalmente, la presión de poro decrece con el incremento de la velocidad de deformación (O'Reilly *et al.*, 1989; Graham *et al.*, 1983; Crawford, 1959; Bjerrum *et al.*, 1958; Richardson y Whitman, 1963). Una posible explicación es que la velocidad de deformación afecta el movimiento de las partículas de suelo durante la deformación, e impide que las partículas sigan trayectorias de mínima resistencia y las obliga a moverse por encima unas de otras, lo cual provoca dilatación y la correspondiente reducción de la presión de poro y, por consiguiente, un aumento de su resistencia.

Graham *et al.* (1983) estudiaron la influencia de la velocidad de deformación sobre las características esfuerzo-deformación, en condiciones no drenadas de muestras anisotrópicamente consolidadas de la arcilla de Belfast. La figura 7.33 presenta los resultados obtenidos para muestras ensayadas, tanto en compresión como en extensión.

Díaz-Rodríguez *et al.* (2009) estudiaron la influencia de la relación $\frac{g'_v}{\sigma'_v}$ y la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$) sobre las características esfuerzo-deformación en condiciones no drenadas, de muestras isotrópicamente consolidadas del subsuelo de la Ciudad de México. Los resultados sugieren que ambas variables afectan la magnitud de la resistencia y el modo de falla de los especímenes.

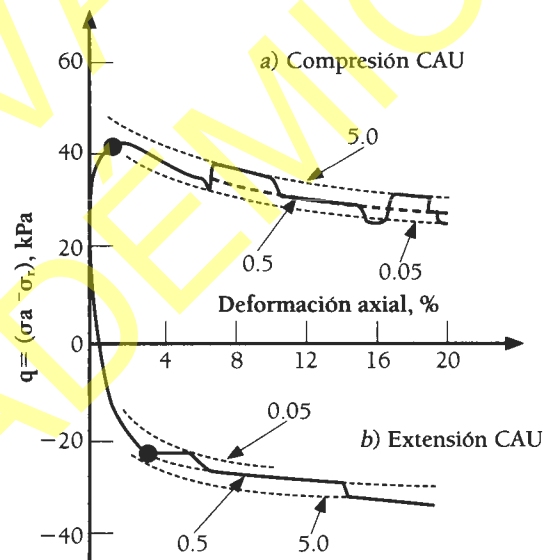


Figura 7.33. Curvas esfuerzo-deformación obtenidas en ensayos triaxiales (Graham *et al.*, 1983).

Por ejemplo, en la figura 7.34 se presentan cuatro grupos de curvas esfuerzo-deformación. Cada grupo tiene un esfuerzo confinante diferente (σ'_c , = 40, 80, 160 y 300 kPa), con un esfuerzo de fluencia de σ'_{fy} , = 95.6 kPa, de modo que la relación $\frac{g'_v}{\sigma'_v}$ para cada grupo es de 2.4, 0.60 y 0.32, respectivamente. Cuando $\frac{g'_v}{\sigma'_v} > 1$, la estructura de los especímenes se preserva; en cambio, para $\frac{g'_v}{\sigma'_v} < 1$, los especímenes

se desestructuran, y pasan a ser suelos normalmente consolidados. En cada grupo se realizaron ensayos con cuatro velocidades de deformación diferentes ($\dot{\epsilon} = 1, 5, 100$ y $800\%/h$). Además se puede apreciar (figura 7.34) que la resistencia se incrementa con el esfuerzo confinante aplicado y con la velocidad de deformación. Sin embargo, la deformación axial para el esfuerzo máximo es casi constante ($\epsilon_f = 3.40\% \pm 0.22$ SD) en especímenes estructurados (OC) y ($\epsilon_f = 4.0\% \pm 0.16$ SD) en desestructurados (NC).

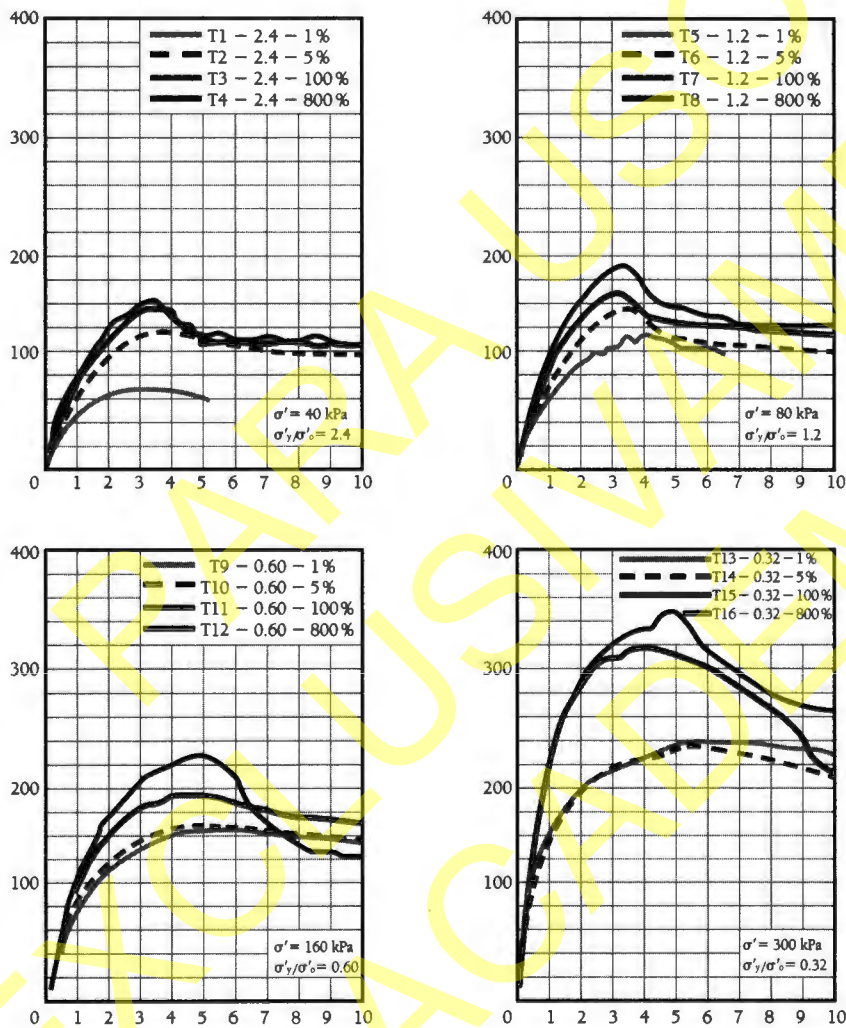


Figura 7.34. Curvas esfuerzo-deformación de especímenes del subsuelo de la Ciudad de México. Díaz-Rodríguez et al. (2009).

En la figura 7.35 se observa la resistencia no drenada normalizada con respecto al esfuerzo confinante efectivo (S_u/σ'_c) versus la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$). La relación S_u/σ'_c aumenta con la velocidad de deformación, el

incremento es más pronunciado en los especímenes estructurados ($\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} > 1$). El patrón general de los datos se puede expresar mediante:

$$\frac{S_u}{\sigma'_c} = 0.2 + 0.1 \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right) \log \frac{\dot{\epsilon}}{10^{-5} \frac{\%}{h}}$$

Figura 7.35. Efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia de los sedimentos volcánicos lacustres de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez *et al.*, 2009).

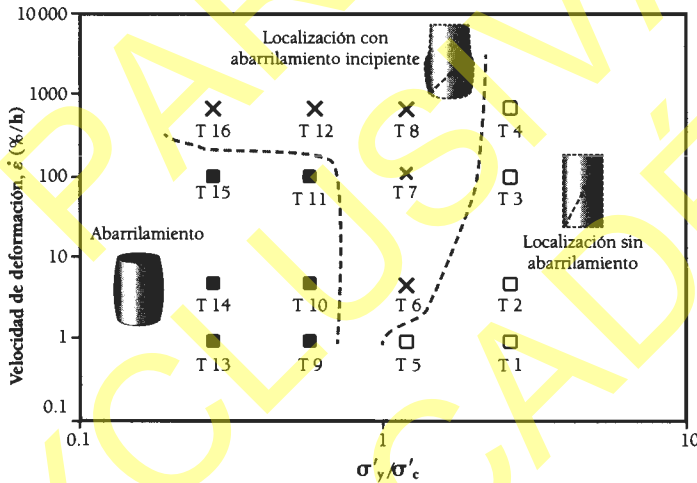
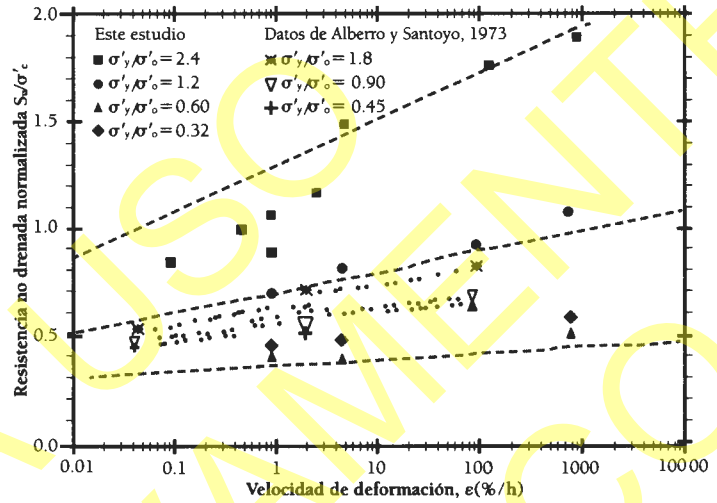


Figura 7.36. Modo de falla para ensayos en cámara triaxial para los sedimentos volcánico lacustres de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez *et al.*, 2009).

La figura 7.36 ilustra el modo de falla de los especímenes ensayados. Los especímenes desestructurados ($\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} < 1$) sujetos a velocidades de deformación $\dot{\epsilon} < 100 \% / h$ exhiben abarillamiento. En cambio, los especímenes estructurados ($\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} > 1$) experimentan localización; estos especímenes presentan ablandamiento a la deformación pospico. Obsérvese en la figura 7.36 una zona con abarillamiento y localización.

7.11. RESISTENCIA NO DRENADA Y SUS RELACIONES

La resistencia no drenada o resistencia UU se aplica en ciertas condiciones críticas del diseño en la ingeniería práctica. Estas situaciones se presentan cuando la carga se aplica tan rápidamente que no hay tiempo para considerar que existe disipación de la presión de poro; es, en esencia, una resistencia con el contenido de agua constante. La envolvente de falla resulta una línea horizontal con una ordenada conocida como S_u o C_u .

Para suelos arcillosos NC, la variación de C_u con la profundidad se puede relacionar con el índice de plasticidad (Skempton, 1957) mediante la expresión:

$$\frac{C_u}{\sigma'_v} = 0.11 + 0.0037 I_p$$

Esta relación se presenta en la figura 7.35.

La figura 7.37 presenta datos del subsuelo de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001) en términos de C_u/σ'_v para diferentes relaciones σ'_y/σ'_c . La región sombreada delimitada por dos líneas punteadas corresponde a los datos publicados por Ladd y Foott (1974). Nótese que la relación $\frac{C_u}{\sigma'_v} = 0.85$ es alta, acorde con su alta plasticidad y superficie específica grande.

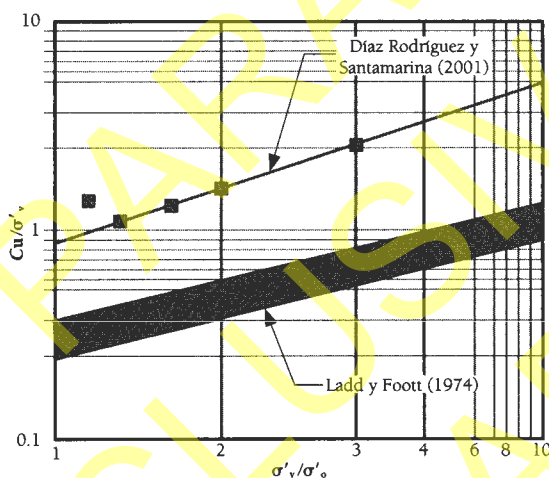


Figura 7.37. Relación C_u/σ'_v versus σ'_v/σ'_o .

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

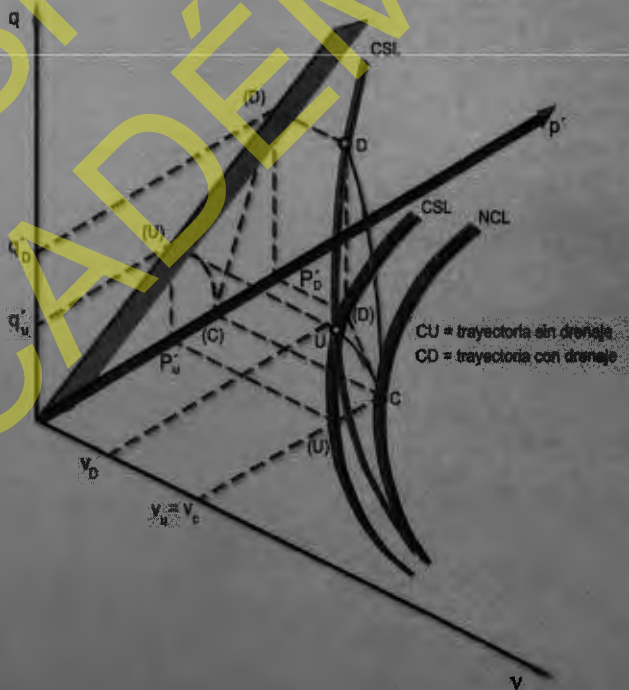
- Atkinson, J. y Bransby, P. L. (1978), *The Mechanics of Soils: An introduction to Critical state soil mechanics*, McGraw-Hill International Series in Civil Engineering.
- Bishop, A. W. (1966), The strength of soils as engineering materials. Sixth Rankine Lecture, *Géotechnique*, **16**(2): 91-130.
- Bishop, A. W. y Bjerrum, L. (1960), The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, University of Colorado: 437-501.
- Bishop, A. W. y Henkel, D. J. (1957), *The measurement of soil properties in the triaxial test*, Edward Arnold editor.

- Bjerrum, L. y Simons, N. E. (1960), Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, University of Colorado: 711-726.
- Bolton, M. D. (1986), The strength & dilatancy of sands, *Géotechnique*, **36(1)**: 65-78.
- Burland, J. B. (1990), On the compressibility and shear strength of natural clays, *Géotechnique*, **40(3)**: 329-378.
- Casagrande, A. (1936), Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*; reprinted in *Contributions to Soil Mechanics* (1925-1940), The Boston Society of Civil Engineers, 1948: 257-276.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Leroueil, S. y Alemán, J. D. (1992), Yielding of Mexico City clay and other natural clays, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **118(7)**: 981-995.
- Díaz-Rodríguez, J. A. and Santamarina, C. (2001), Mexico City soil behavior at different strains-Observations and physical interpretation. ASCE, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **127(9)**: 783-789.
- Fino, R. J., Harris, W. W., Mooney, M. A. and Viggiani, G. (1997), Shear bands in plane strain compression of loose sand. *Géotechnique*, **47(1)**: 149-812.
- Germaine, J. T. y Ladd, C. C. (1988), Triaxial testing of saturated cohesive soils: State of the Art. *Proc. Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*. ASTM. STP 977: 421-459.
- Graham, J., Crooks, J. H. A. y Bell, A. L. (1983), Time effects on the stress-strain behavior of natural soft clays, *Géotechnique*, **33(3)**: 327-340.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. y Lancellota, R. (1985), New development in field and laboratory testing of Soils, *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, San Francisco, vol. 1:57-152.
- Kjellman, W. (1951), Testing the shear strength of clay in Sweden, *Géotechnique*, **2**: 225-232.
- Ladd, C. C. y Edgers, L. (1972), Consolidated-undrained direct-simple shear tests on saturated clays, *Res. Report R72-82*, no. 284, Dept. of Civil Engineering, MIT. Cambridge, 354 p.
- Ladd, C. C. y Foott, R. (1974), A new design procedure for stability of soft clays, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **100 (GT7)**: 763-786.
- Lade, P. V. and Duncan, J. M. (1973). Cubical triaxial tests on cohesionless soil. ASCE, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, **99(SM10)**: 793-812.
- Lambe, T. W. (1967), Stress path method, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **93 (SM6)**: 309-331.
- Lambe, T. W. y Marr, W. A. (1979), Stress path method: second edition, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **105 (GT6)**: 727-738.
- Lambe, T. W. y Whitman, R. V. (1969), *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons.
- Lee, K. L. y Seed, H. B. (1967), Drained strength characteristics of sands, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **93 (SM6)**: 117-141.
- Lupini, J. F., Skinner, A. E. y Vaughan, P. R. (1981), The drained residual strength of cohesive Soils, *Géotechnique*, **31(2)**: 181-213.
- Mitchell, R. J. (1970), On the yielding and mechanical strength of Leda Clays, *Canadian Geotechnical Journal*, **7(3)**: 297-312.
- Negussey, D., Wijewickreme, W. K. D., y Vaid, Y. P. (1988), Constant-volume friction angle of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, **25(1)**: 50-55.

- Olson, R. E. (1974), Shearing strengths of kaolinite, illite, and montmorillonite. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **100 (GT11)**: 1215-1229.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. y Wroth, C. P. (1958), *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, Londres.
- (1958), On the yielding of Soils, *Géotechnique*, **8**: 22-53.
- Schorfield, A. y Wroth, P. (1968), *Critical state soil mechanics*, N. Y., McGraw-Hill.
- Scott, R. F. y Ko, H. Y., (1969), Stress deformation and strength characteristics. *Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. State of the Art*. México: 1-47.
- Seed, H. B. y Lee, K. L. (1967), Undrained strength characteristics of cohesionless. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **93 (SM6)**: 333-360.
- Seed, H. B., Mitchell, J. K. y Chan, C. K. (1960), The strength of compacted cohesive Soils, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, University of Colorado: 877-964.
- Simons, N. E. (1960), Comprehensive investigations of the shear strength of an undisturbed Drammen clay, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, University of Colorado: 727-746.
- Simons, N. E. (1960), The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, University of Colorado: 747-764.
- Skempton, A. W. (1954), The pore-pressure coefficient A and B, *Géotechnique*, **4**: 143-147.
- Skempton, A. W. (1957), Discussion: The planning and design of the new Hong Kong airport, *Proc. Institution of Civil Engineering*, **7**: 305-307.
- Skempton, A. W. (1964), Long-Term Stability of Clay Slopes, *Géotechnique*, **14**: 77-101.
- Skempton, A. W. y Northey, R. D. (1952), The sensitivity of clays, *Géotechnique*, **3(1)**: 30-53.
- Stark, T. D. y Eid, H. T., (1994), Drained residual strength of cohesive Soils, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **120(5)**: 856-871.
- Tavenas, F. y Leroueil, S. (1987), State of the art on laboratory and in situ stress-strain-time behaviour of soft clays, *Simposio Internacional de IGSB, México*, SMMS.
- Taylor, D. W. (1948), *Fundamentals of Soil Mechanics*, Nueva York, John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K. y Peck R. B. (1948), *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. y Mesri, G. (1996), *Soil mechanics in engineering practice*, 3a. ed., John Wiley and Sons.
- Vaid, Y. P. (1985), Effect of consolidation history and stress path on hyperbolic stress-strain relations, *Canadian Geotechnical Journal*, **22(2)**: 172-176.
- Vaid, Y. P. y Sasitharan, S. (1992), The strength and dilatancy of sand, *Canadian Geotechnical Journal* **29(3)**: 522-526.
- Vaid, Y. P. y Sivathayalan, S. (1996), Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens, *Canadian Geotechnical Journal*, **33(6)**: 1017-1020.
- Vaid, Y. P., Chung, E. K. F. y Kuerbis, R. H. (1990), Stress path and steady state, *Canadian Geotechnical Journal*, **27(1)**: 1-7.
- Wong, P. K. K. y Mitchell, R. J. (1975), Yielding and plastic flow of sensitive cemented clay, *Géotechnique*, **25(4)**: 763-782.

Capítulo 8

Mecánica de suelos del estado crítico



8.1. INTRODUCCIÓN

En la práctica profesional moderna es necesario disponer de un modelo de comportamiento de los suelos que incorpore los cambios de volumen en su criterio de falla, es decir, en el que los problemas de deformación y resistencia estén en un marco de referencia unificado. Por lo mismo, un modelo en que se pueda visualizar la trayectoria de esfuerzos y no únicamente el punto que define el máximo esfuerzo, y además, que sea accesible a la modelación matemática para su incorporación a los métodos numéricos

Los orígenes de la **mecánica de suelos del estado crítico** (CSSM: *critical state soil mechanics*) se ubican desde 1936 (Casagrande, 1936; Casagrande y Watson, 1938; Terzaghi y Peck, 1948) cuando se reconoció la importancia de la relación de vacíos en el comportamiento de los suelos, así como el hecho de que la compresión a lo largo de la **línea de compresión normal** (NCL) es esencialmente irreversible.

Casagrande (1936) desarrolló un trabajo pionero sobre la resistencia de los suelos granulares, al realizar ensayos triaxiales drenados (CD) sobre especímenes de arena bajo condiciones de deformación controlada. Los resultados se muestran en la figura 8.1. Se puede observar que los especímenes inicialmente sueltos se contraen o se densifican durante el proceso de falla, y que aquellos inicialmente densos se contraen al principio, pero después se dilatan. A grandes deformaciones, todos los especímenes se aproximan a la misma relación de vacíos, a la que se denominó **relación de vacíos crítica** (e_c). Casagrande (1936) encontró que la relación de vacíos se relacionaba con la presión efectiva de confinamiento, y llamó **línea de relación de vacíos crítica** (CVRL) al lugar geométrico de las relaciones (e_c, σ'_c).

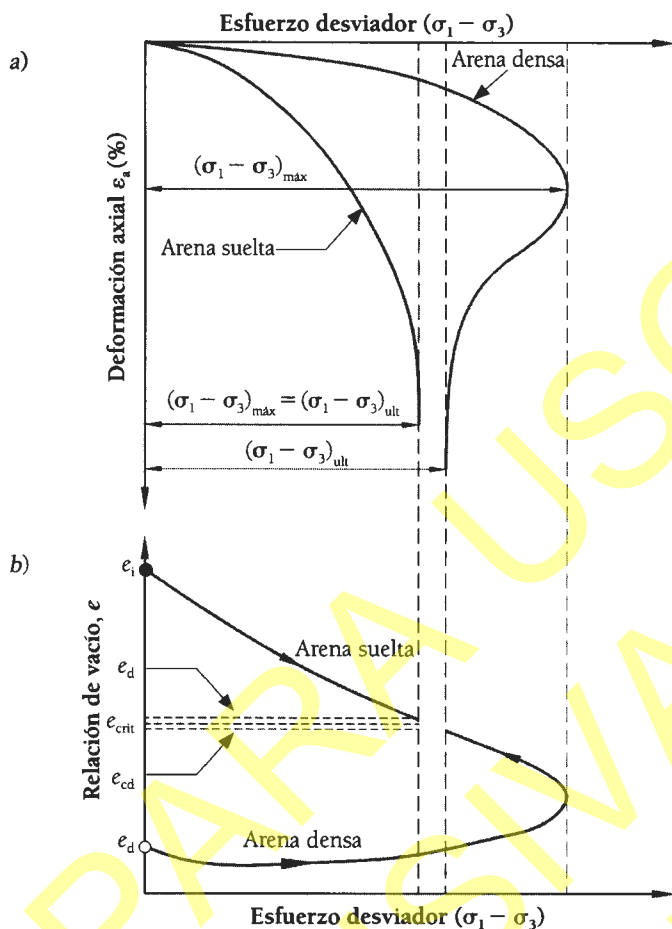


Figura 8.1. Ensayos triaxiales CD sobre especímenes de arena en estado suelto y denso (Casagrande, 1936).

La idea central de la mecánica de suelos del estado crítico se basa en que los suelos fallan sobre una superficie única en el espacio q, p', e . El **modelo del estado crítico (CSM)** incorpora los cambios de volumen en su criterio de falla y define la falla independientemente de la historia de esfuerzos o de la trayectoria de esfuerzos.

8.2. TRAYECTORIA DE ESFUERZOS CAMBRIDGE

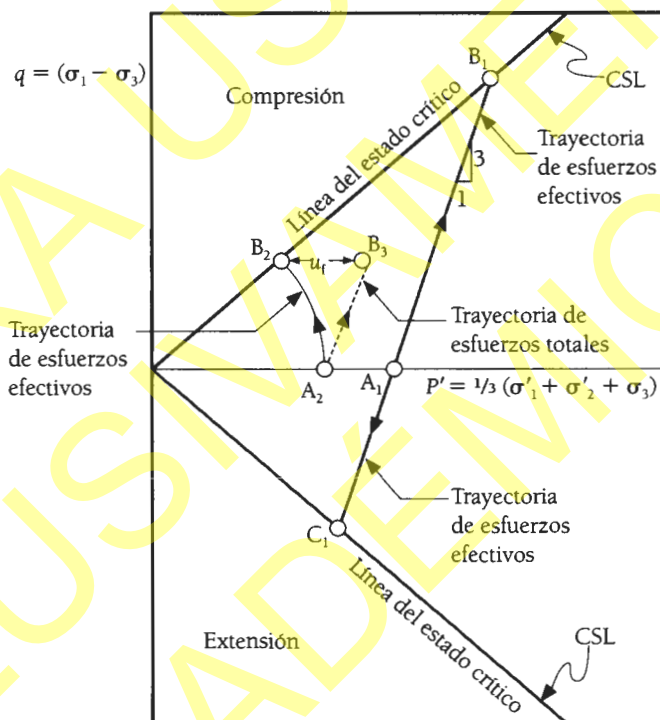
Cualquier sistema de esfuerzos aplicados a una muestra de suelo se puede representar con un par de coordenadas (p', q) definidas (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958):

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$$

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$$

Durante la ejecución de ensayos triaxiales, se obtiene un conjunto de coordenadas que se denomina **trayectoria de esfuerzos p' , q** (véase figura 8.2). La línea $A_1 - B_1$ es una trayectoria de esfuerzos efectivos con una pendiente 1:3 a partir del valor inicial del esfuerzo confinante A_1 , de un ensayo triaxial CID en compresión. La línea $A_1 - C_1$ es una trayectoria de esfuerzos efectivos con una pendiente 1:3 a partir del valor inicial del esfuerzo confinante A_1 , de un ensayo triaxial CID en extensión. La curva $A_2 - B_2$ es una trayectoria de esfuerzos efectivos a partir del valor inicial del esfuerzo confinante A_2 , de un ensayo triaxial CIU en compresión. La línea $A_2 - B_3$ es una trayectoria de esfuerzos totales con una pendiente 1:3 a partir del valor inicial del esfuerzo confinante A_2 , de un ensayo triaxial CIU en compresión. Nótese que la distancia horizontal entre las trayectorias $A_2 - B_2$ y $A_2 - B_3$ es la presión de poro generada durante el ensayo.

Figura 8.2. Trayectoria de esfuerzos.



8.3. MECÁNICA DE SUELOS DEL ESTADO CRÍTICO

Los conceptos de fluencia y estado crítico que se incluyen en la CSSM (Critical State Soil Mechanics) son herramientas poderosas para entender y analizar el comportamiento de los suelos. El modelo del estado crítico (CSM) es apropiado para suelos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados. El estado límite (superficie de Hvorslev) se aplica a suelos fuertemente preconsolidados.

Los estados crítico y límite se basan en las siguientes hipótesis:

- El suelo es isótropo.
- El suelo está ciento por ciento saturado.
- El suelo se deforma como un continuo.
- El comportamiento del suelo es elastoplástico.
- El comportamiento del suelo no es afectado por el creep.

El **estado** de un suelo se define por medio de los siguientes parámetros:

- Volumen específico: $v = 1 + e$
- Esfuerzo desviador: $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$
- Esfuerzo efectivo medio: $p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$

Teniendo en cuenta que $\sigma' = \sigma - u$ y efectuando las operaciones algebraicas necesarias, se obtiene la expresión:

$$p' + u = \sigma_3 + \frac{q}{3}$$

La idea central de la CSSM se basa en que todos los suelos fallan sobre una única línea de falla, la **línea del estado crítico (CSL: critical state line)**, en el espacio (q, p', e) (figura 8.3). La proyección de la CSL sobre el espacio (p', q) es una línea recta cuya ecuación es:

$$q_{cs} = Mp'_{cs}$$

$$q_{cs} = \frac{3Mp'_0}{3-M}$$

donde:

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{(3 - \sin \varphi')} \text{ para ensayo triaxial de compresión}$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{(3 + \sin \varphi')} \text{ para ensayo triaxial de extensión}$$

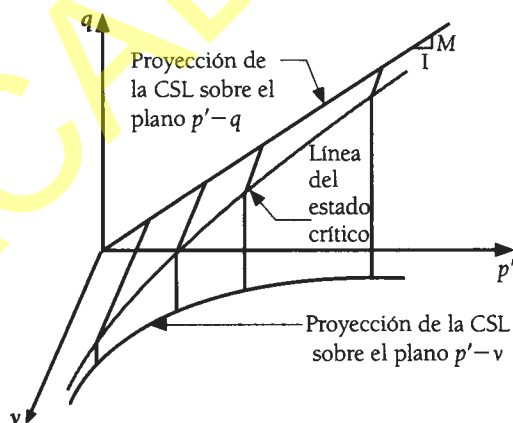


Figura 8.3. Línea del estado crítico en el espacio $p'-q-v$, y sus proyecciones en los planos $p'-q$ y $p'-v$.

Por tanto, la línea del estado crítico representa el estado de falla de los suelos. Además, tiene una pendiente M que se relaciona con el ángulo de fricción del suelo en el estado crítico.

Durante la etapa de falla de una muestra de suelo, el **estado crítico** se alcanza para una condición tal que:

$$\frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_s} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_s} = \frac{\delta v}{\delta \varepsilon_s} = 0$$

Esta condición se logra para grandes deformaciones ε_s , para una relación de esfuerzos:

$$\frac{q_{cs}}{p'} = \eta_{cs} = M$$

Estas condiciones se ven gráficamente en la figura 8.4.

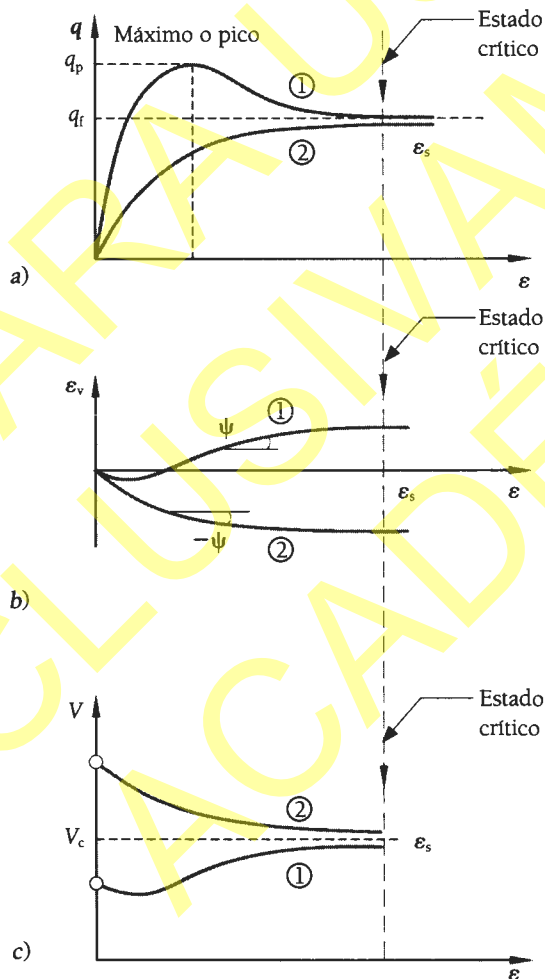


Figura 8.4. Condiciones para diagrama $t-s'$ (MIT).

Ensayos consolidados-drenados (CID)

La figura 8.5a muestra las curvas esfuerzo-deformación ($q - \epsilon_a$) de tres ensayos CID con esfuerzo confinante (σ'_c) de A_1 , A_2 , y A_3 . Si se dividen las ordenadas de cada curva entre su esfuerzo de confinamiento y las tres colapsan en una sola, es decir, se obtiene una sola curva, se dice que el suelo es normalizable. Esto significa que el suelo es apropiado para su modelación matemática. Con base en la curva normalizada, se puede obtener cualquier otra curva simplemente multiplicando las ordenadas de la curva normalizada por el correspondiente esfuerzo de confinamiento.

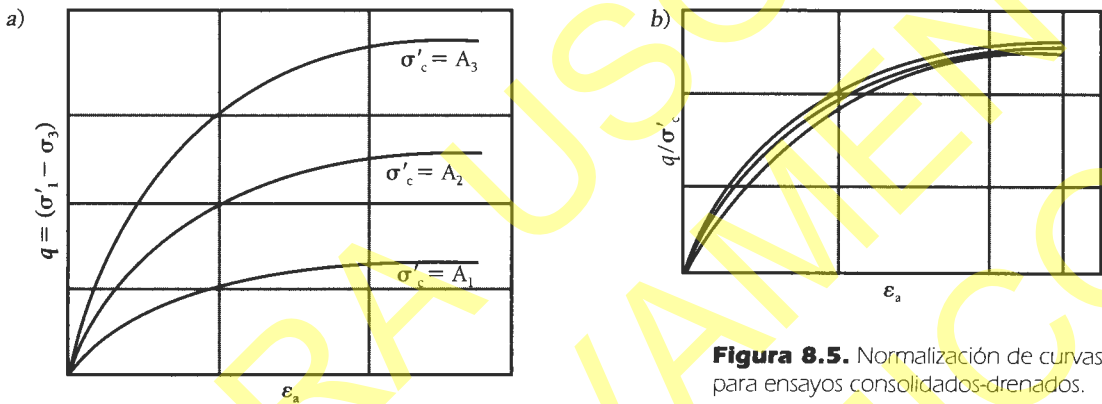


Figura 8.5. Normalización de curvas para ensayos consolidados-drenados.

En relación con los tres ensayos citados, en la figura 8.6a se observan las trayectorias de esfuerzo, así como la línea del estado crítico (CSL) en el plano ($p'q$). Las trayectorias de esfuerzo siguen líneas rectas con pendientes 1:3 a partir del valor inicial del esfuerzo de confinamiento (A_1 , A_2 y A_3). Los especímenes fallan con valores p'_f y q_f (B_1 , B_2 y B_3), los cuales definen una línea recta en el plano (p' , q). En la figura 8.6b se muestra la curva de consolidación normal (NCL) y la línea del estado crítico en el plano (p' , v); se puede apreciar que los puntos de falla caen sobre una curva suave, similar a la NCL. Las dos figuras anteriores están relacionadas (por ejemplo: $A_1 - A_1$, y $B_1 - B_1$) ya que son proyecciones de la CSL en el espacio ($p'q, v$).

Ensayos consolidados-no drenados (CIU)

La figura 8.7a presenta las trayectorias de esfuerzo, así como la línea del estado crítico (CSL) en el plano ($p'q$), de tres ensayos CIU con presiones confinantes (σ_c) de A_1 , A_2 y A_3 . La figura 8.7b muestra la curva de consolidación normal (NCL), y la línea del estado crítico en el plano (p' , v). Las dos figuras anteriores están relacionadas (e. g. $A_1 - A_1$ y $B_1 - B_1$), ya que son proyecciones de la CSL en el espacio (p' , q , v). Nótese que, en el espacio (p' , v), las líneas $A_1 - B_1$, $A_2 - B_2$ y $A_3 - B_3$ son horizontales, ya que son ensayos no drenados. Por, tanto, son ensayos a volumen constante.

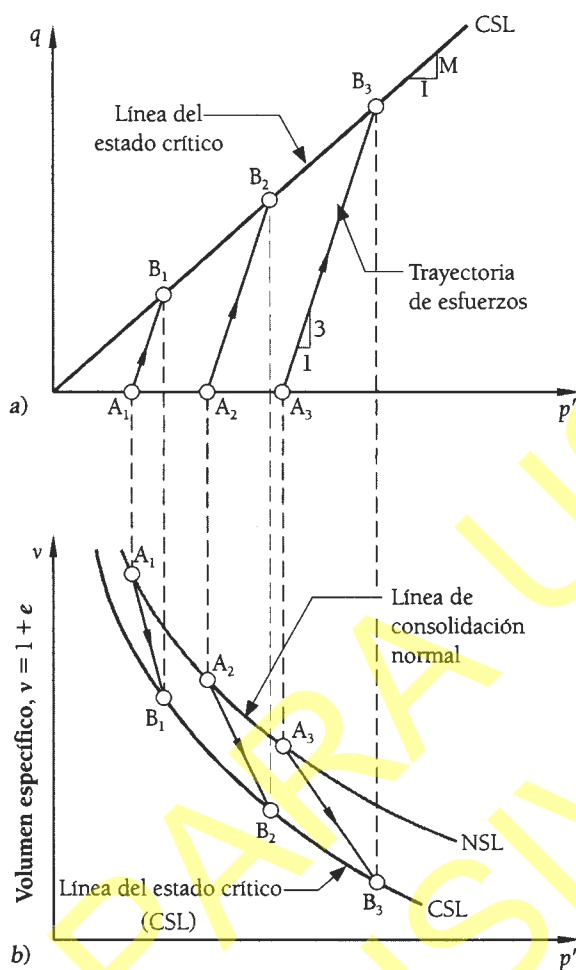


Figura 8.6. Ensayos consolidados-drenados que definen la línea del estado crítico.

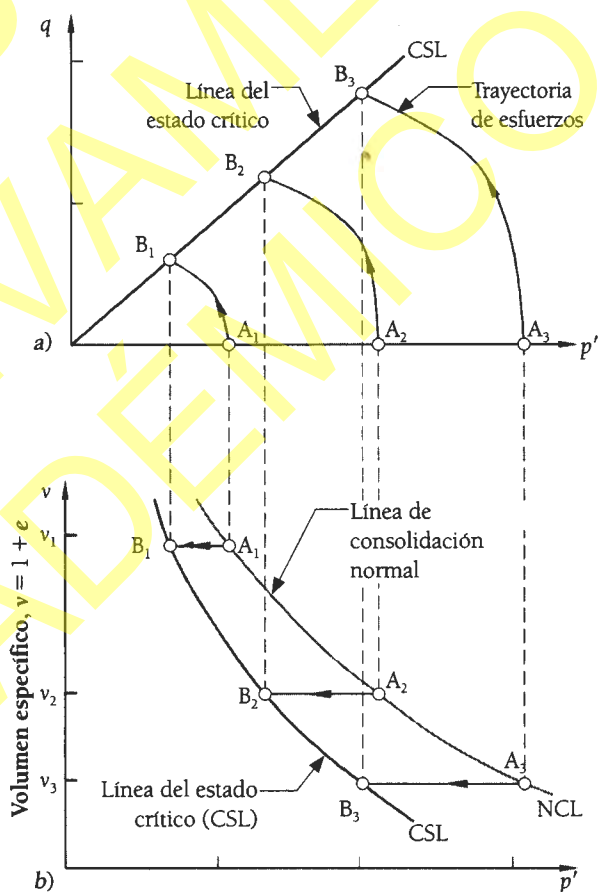


Figura 8.7. Ensayos consolidados-no drenados para definir la línea de estado crítico.

La línea del estado crítico

La figura 8.8 ilustra la línea del estado crítico (CSL) en el espacio (p', q, v) y sus proyecciones en los planos (p', q) y (p', v) . Las líneas auxiliares ayudan a comprender mejor los conceptos mencionados en los párrafos anteriores.

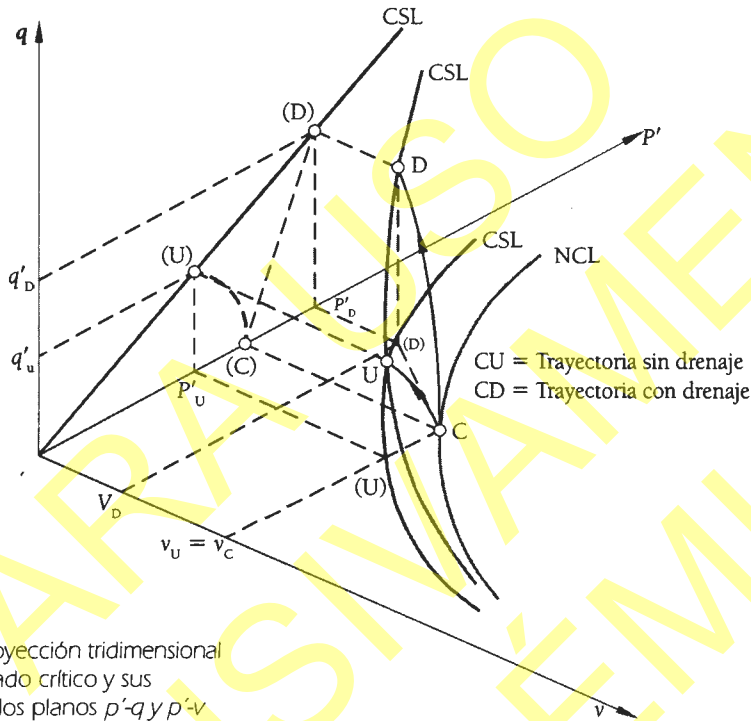


Figura 8.8. Proyección tridimensional de la línea de estado crítico y sus proyecciones en los planos $p'-q$ y $p'-v$

Para un suelo particular todos los estados críticos forman la línea del estado crítico. La ecuación de la CSL, en el plano p', q (figura 8.9a), se expresa como:

$$q_{cs} = Mp'_{cs}$$

donde M es la pendiente de la CSL.

La ecuación de la CSL, en el plano p', v (figura 8.9c), se expresa como:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p'$$

donde Γ y λ son constantes del suelo. Γ corresponde al volumen específico del suelo para $p' = 1$ y λ es la pendiente de la CSL. Nótese que la escala del eje p' está en logaritmos naturales.

La ecuación de la NCL, en el plano p', q (figura 8.9c), se expresa como:

$$v = N - \lambda \ln p'$$

donde N corresponde al volumen específico para $p' = 1$.

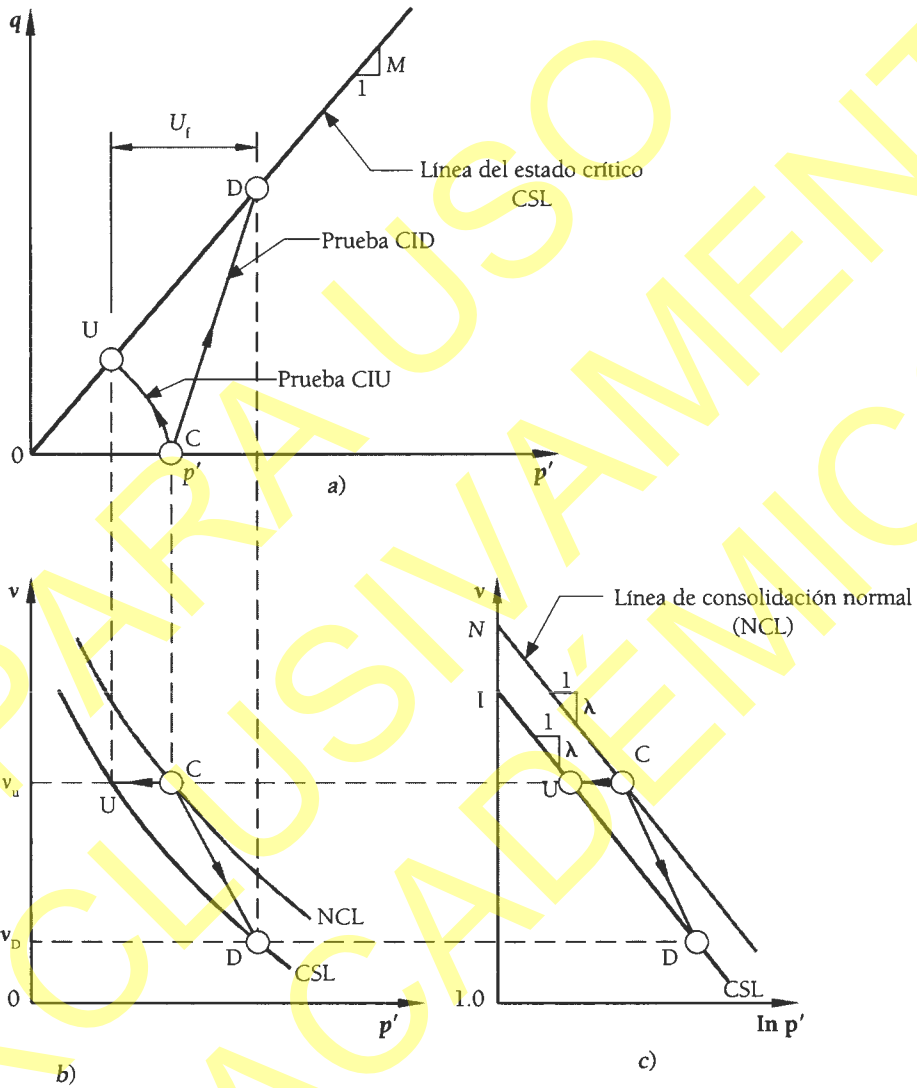


Figura 8.9. Línea de estado crítico y trayectoria de esfuerzos de una arcilla consolidada normalmente, sin drenaje.

La mecánica de suelos del estado crítico comprende conceptos que son muy poderosos para entender, analizar y predecir el comportamiento de los suelos. Sin embargo, muchos suelos presentan características que no se toman en cuenta, como anisotropía, viscosidad, estructura de los suelos y saturación parcial.

La CSSM se basó originalmente en ensayo de suelos reconstituidos e isotrópicamente consolidados.

Arcilla de Weald

Parry (1960) realizó un conjunto de ensayos triaxiales sobre muestras inalteradas de la arcilla de Weald, tanto en condiciones drenadas como no drenadas. La figura 8.10 (Atkinson y Bransby, 1978) muestra los resultados de Parry, procesados por Schofield y Wroth (1968) con los siguientes resultados:

- $M = 0.95$
- $\lambda = 0.093$
- $N = 1.48$
- $\Gamma = 1.88$

Ejemplo 8.1. En el marco de referencia del estado crítico, y con los datos de la arcilla de Weald, calcular las condiciones de falla de un ensayo CID para un esfuerzo efectivo de confinamiento $p'_0 = 400$ kPa.

Solución:

$$q_{cs} = \frac{3Mp'_0}{3 - M} = \frac{3 \times 0.94 \times 400}{3 - 0.94} = 547.57 \text{ kPa}$$

$$q_{cs} = Mp'_{cs}$$

$$p'_{cs} = \frac{547.57}{0.94} = 582.5 \text{ kPa}$$

$$v_0 = N - \lambda \ln p'_0 = 3.25 - 0.20 \ln 400 = 2.051$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln p'_0 = 3.16 - 0.20 \ln 582.5 = 1.88$$

$$\epsilon_v = \frac{2.052 - 1.88}{2.052} = 0.0838$$

$$\epsilon_v = 8.38 \%$$

Se recomienda realizar un dibujo donde se visualicen los resultados.

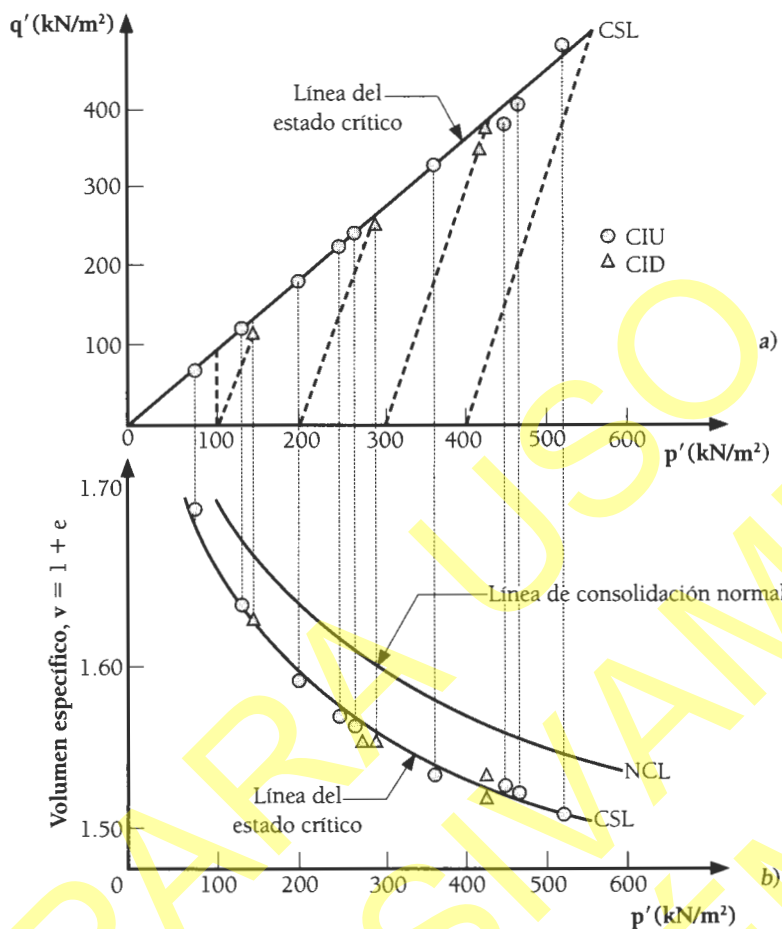


Figura 8.10. Línea de estado crítico en los espacios $p'-q$ y $p'-v$ (Atkinson y Bransby, 1978; Datos de Parry, 1960).

Ejemplo 8.2. En el marco de referencia del estado crítico, y con los datos de la arcilla de Weald, calcular las condiciones de falla de un ensayo CIU para un esfuerzo efectivo de confinamiento $p'_0 = 400$ kPa.

$$v_0 = N - \lambda \ln p'_0 = 3.25 - 0.20 \ln 400 = 2.052$$

$$v_0 = v_f \text{ (debido a condiciones no drenadas)}$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln p'_f = 3.16 - 0.2 \ln p'_f = 2.052$$

$$\ln p'_f = \frac{3.16 - 2.052}{0.2} = 5.54$$

$$p'_f = e^{5.54} = 254.2 \text{ kPa}$$

$$q'_f = M_{p'_f} = 0.94 \times 254.2 \text{ kPa} = 239.4 \text{ kPa}$$

Se recomienda realizar un dibujo donde se visualicen los resultados.

8.4. FLUENCIA

El concepto de **fluencia** (*yielding*), originalmente desarrollado por Roscoe *et al.* (1958) para suelos arcillosos reconstituidos, ha probado ser una de las herramientas más poderosas para la caracterización de los suelos naturales blandos (Mitchell, 1970; Wong y Mitchell, 1975; Tavenas y Leroueil, 1977; Graham *et al.*, 1983; Díaz-Rodríguez *et al.*, 1992). La rigidez de los suelos cambia en forma drástica durante el proceso de carga, cuando los suelos pasan del dominio elástico (estructurado o preconsolidado, OC) al dominio plástico (desestructurado o normalmente consolidado, NC); la frontera que limita estos dos dominios es la curva de fluencia de los suelos.

Wong y Mitchell (1975) presentaron evidencia experimental que indica que con buena aproximación la superficie de fluencia de los suelos es elíptica. A mayor esfuerzo de fluencia para trayectoria isotrópica, mayor es la curva de fluencia (figura 8.11).

En la figura 8.12 se combinan e ilustran varios conceptos del modelo del estado crítico, principalmente la línea del estado crítico, la superficie de fluencia (superficie de Roscoe) y la superficie de fluencia (superficie de Hvorslev). Compare la figura 8.12 con la figura 6.37, la cual corresponde a la investigación realizada en el subsuelo volcánico-lacustre de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1992)

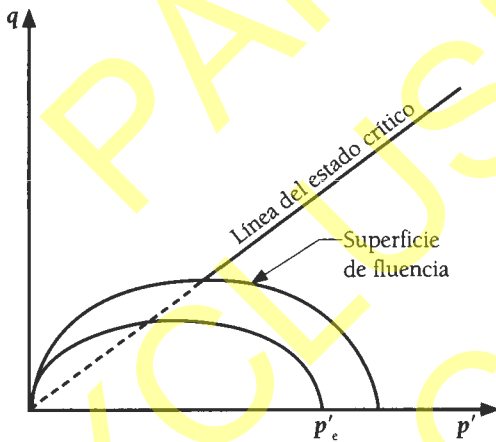


Figura 8.11. Curvas teóricas de fluencia.

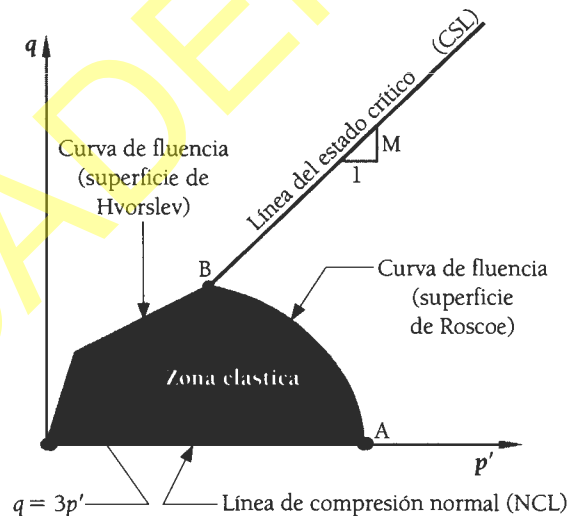


Figura 8.12. Superficie de fluencia y línea de estado crítico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Atkinson, J. H. y Bransby, P. L. (1978), *The Mechanics of soils –An introduction to critical state soil mechanics*, Londres, McGraw-Hill. University Series in Civil Engineering.
- Casagrande, A. (1936), Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Boston Society of Civil Engineers 1940: 257-276.
- Casagrande, A. y Watson (1938), Compaction tests and critical density investigations of cohesionless materials for Franklin Falls Dam, Merrimack Valley Flood Control. Corps of Engineers, U. S. Army. U. S. Engineering Office. Appendix Bii: Bii-7
- Díaz-Rodríguez, J. A., Leroueil, S. y Alemán, J. D. (1992), Yielding of Mexico City clay and other natural clays, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **118(7)**: 981-995.
- Graham, J., Noonan, M. L. y Lew, K. V. (1983), Yield states and stress-strain relationships in natural plastic clay, *Canadian Geotechnical Journal*, **20(3)**: 502-516.
- Mitchell, R. J. (1970), On the yielding and mechanical strength of Leda Clays, *Canadian Geotechnical Journal*, **7(3)**: 297-312.
- Parry, R. H. G. (1960), Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay, *Géotechnique*, **10(4)**: 166-180.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. y Wroth, C. P. (1958), On the yielding of Soils, *Géotechnique*, **8(1)**: 22-52.
- Schofield, A. N. y Wroth, C. P. (1968), *Critical state soil mechanics*, Londres, McGraw-Hill.
- Tavenas, F. y Leroueil, S. (1977), Effects of stresses and time on yielding of clays, *Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo. vol. 1: 319-326.
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1948), *Soil mechanics in engineering practice*, Nueva York, Wiley.
- Wong, P. K. K. y Mitchell, R. J. (1975), Yielding and plastic flow of sensitive cemented clay, *Géotechnique*, **25(4)**: 763-782.

Índice onomástico

Atkinson, J. H., 252, 253f
Azzouz, 182

Barden, L., 141
Bjerrum, 235
Black, 223, 224f
Bragg, L., 98-99
Bragg, W., 98-99
Bransby, P. L., 219, 252, 253f
Broglie, 105
Busch, 105

Casagrande, A., 40, 46, 50, 114, 115f,
138, 139t, 181, 182f, 194, 231, 232f,
243

Coduto, D. P., 24t
Coleman, J. D., 160

Collins, K., 116
Coop, M. R., 63

Corotis, 182

Coulomb, 214

Crawford, C. B., 111, 178, 179f, 185, 235

Croney, D., 160, 161f

Darcy, H. P. G., 131

Díaz-Rodríguez, J. A., 28, 76, 77f-78f, 122,
183, 200f, 201, 219, 235, 238, 254

Fadum, R. E., 138, 139t
Finn, 219

Goldschmidt, V. M., 114, 115f
Graham, J., 200, 235

Hazen, A., 37
Holmes, J. W., 161f
Hough, B. K., 25t
Howard, A. K., 47
Hunt, R. E., 71f

Iturbe, R., 219

Kelvin, 170
Kjellman, W., 219
Krizek, 182

Lambe, T. W., 23, 97f, 114, 155f-156f,
232, 233f

Lane, 155

Lapierre, C., 183

Lavoisier, A., 87

Le Chatelier, 101

Lee, I. K., 63, 223, 224f

Leroueil, S., 200-201, 254

Mandelbrot, B. B., 118, 120

Marshall, T. J., 161f

Martínez-Vásquez, J. J., 183

McGown, A., 116

Mendeléiev, D., 87

Mitchell, J. K., 63, 123

Mitchell, R. J., 200, 254
 Moreno-Carrizales, P., 122
 Munsell, 28

 O'Reilly, 235

 Parry, R. H. G., 252, 253f
 Peacock, 219
 Peck, R. B., 17-18, 71f, 243
 Pettijohn, F. J., 32
 Pickering, 219
 Polidori, E., 48

 Reed, W. C., 71f
 Roscoe, K. H., 200, 219, 234, 244, 254
 Rosenqvist, I. T., 114
 Rowe, P. W., 141

 Santamarina, 238
 Schofield, A. N., 234, 244, 252
 Schofield, R. K., 160f
 Seed, 219
 Simon, R. M., 83f
 Sitar, N., 63
 Skempton, A. W., 44, 45f, 238

 Tan, T. K., 116
 Tavenas, F., 200-201, 254

 Taylor, D. W., 195
 Terzaghi, K., 17-18, 114, 115f, 162, 186, 243
 Thompson, 105

 Vaid, 219
 Van Olphen, H., 97f, 116
 Vaughan, P. R., 63
 Von Koch, H., 120

 Wadell, H., 32
 Ward, J. S., 82f
 Warkentin, B. P., 100f
 Washburn, 155
 Watson, 243
 Weckmann, 219
 Whitman, R. V., 23t, 155f-156f
 Wilson, 231, 232f
 Wong, P. K. K., 200, 254
 Wood, D. M., 42-43
 Wright, 144
 Wroth, C. P., 42, 234, 244, 252

 Yong, R. N., 100f
 Zeevaert, L., 196, 199f

Índice analítico

- Abanicos aluviales, 74
- Abrasión, 72
- Agua, 127-162
 - contenido de, 21
 - volumétrico, 21
 - y peso unitario, 27
 - potenciales del, 157-159
 - presión osmótica, 158-159
 - problemas del, 127
- Altura piezométrica, 130
- Análisis térmico diferencial, 101-103
- Arcilla(s)
 - de Weald, 252-253
 - mineralogía de las, 92-97
 - caolinitas, 94
 - doble capa de agua de una partícula de, 96-97
 - illitas, 95
 - lámina
 - aluminica, 93-94
 - silícica, 93
 - montmorillonitas, 94-95
- Asentamiento(s), 166
 - por consolidación, 185-186
 - velocidad de, 186-193
- Átomo, estructura del, 89
- Autosimilitud geométrica, 118
- Avalancha, 66
- Barras o bancos, 73
- Biota, 61
- Capa(s)
 - de agua adsorbida, 96
 - de Stern, 96
 - difusa doble, 96
- Capacidad de intercambio catiónico, 114
- Carbonatación, 60
- Cargas, diagrama de variación de, 132-135
- Carta de plasticidad, 46-48
- Caudal de una corriente, 72
- Celda Rowe, 141, 178
- Ciencia de los materiales, 111
- Círculo de Mohr, 210-213
- Clima, 60-61
- Coefficiente
 - de curvatura, 38
 - de permeabilidad, 37
 - determinación del, 135-143
 - celda Rowe, 141
 - permeámetro
 - de carga constante, 136
 - de carga variable, 136-138
 - de pared flexible, 138-140
 - prueba de bombeo, 141-143
 - de tensión superficial, 150-151
 - de uniformidad, 37

- Color de los suelos, 28
 - clasificación del, 28
- Coluvión, 66
- Compacidad relativa, 24, 25t, 27
- Comportamiento
 - elástico, 165
 - viscoplástico, 166
- Composición, 85-108
 - átomo y su estructura, 89
 - determinación, 98-108
 - análisis térmico diferencial, 101-103
 - difracción de rayos X, 98-100
 - espectroscopia de infrarrojo, 103-105
 - microscopio
 - de fuerza atómica, 106-107
 - electrónico de barrido, 105
 - electrónico de transmisión, 106
 - enlaces atómicos, 89-92
 - mineralogía, 91-92
 - de las arcillas, 92-97
- Consistencia, límites de, 38-45
 - superficie específica, 38
- Consolidación y compresibilidad, 163-203
 - analogía hidromecánica, 172-174
 - asentamientos, 185-186
 - velocidad de, 186-193
 - celda Rowe, 178
 - coeficiente de empuje de tierra en reposo, 175
 - compresión secundaria, 196-199
 - modelo
 - de Terzaghi, 197
 - de Zeevaert, 196-199
 - consolidómetro de anillo flotante y de anillo fijo, 177-178
 - creep, 166-170
 - curva(s) de, 168, 180-182
 - deformación-tiempo, 178-180
 - factores que la afectan, 183-185
 - determinación de la curva teórica, 193-195
 - método
 - de Casagrande, 194-195
 - de Taylor, 195
 - efecto de la duración de carga, 184-185
 - ensayo de, unidimensional, 174-178
 - fluencia, 200-201
 - modelo reológico de Kelvin, 170-172
 - relación(es)
 - de incrementos de esfuerzo, 180, 184
 - propiedades índice y, 182
- Consolidómetro de anillo flotante y de anillo fijo, 177-178
- Contracción, fenómeno de, 162
- Corriente(s)
 - actividades geológicas, 72
 - caudal de una, 72
- Creep, 166-170
- Curva(s)
 - de compresibilidad, 180-182
 - deformación-tiempo, 178-180
 - esfuerzo-deformación, 207-208
- Deformación plástica, 166
- Delta, 75
- Densidad, 22
 - de masa, 22
 - de sólidos, 22
 - y peso unitario, 24
- Depósitos naturales, 116
 - formación y características de los, 54-84
 - de suelos residuales, 63
 - factores que la controlan, 60-61
 - biota, 61
 - clima, 60-61
 - naturaleza de roca madre, 60
 - periodos de exposición, 61
 - precipitación, 60-61
 - taludes, 61
 - temperatura, 60-61
 - topografía, 61
 - intemperismo
 - físico, 58-59
 - químico, 59-60
 - perfil, 62
 - procesos
 - externos, 57
 - erosión, 57
 - gravitacionales, 57
 - intemperización, 57
 - internos, 57
 - suelos transportados, 63-64
 - aluviales, 64, 70-77
 - abrasión, 72

- acción hidráulica, 72
- actividades geotérmicas de las corrientes, 72
- carga de sedimentos, 72
- de abanicos aluviales, 74
- de delta, 75
- de río o canal, 73
- de torrentes, 72
- lacustres, 75
- de deshielo, 68
- de glaciación, 64, 66-70
- de gravedad, 64-66
- de lago, 69-70
- eólicos, 77-81
 - carga de fondo, 77
 - carga suspendida, 77
 - dunas, 79
 - loess, 80
- estratificados de contacto con el hielo, 68
- fluvioglaciares, 69
- marinos, 81-82
 - elevación continental, 81
 - pendiente continental, 81
 - plataforma continental, 81
 - morenas, 68
- Diagramas de variación de cargas, 132-135
- Difracción de rayos X, 98-100
- Difractogramas, 100
- Dimensión fractal, 120
- Distribución granulométrica, 33-38
 - análisis
 - combinado, 38
 - con hidrómetro, 33, 38
 - con mallas, 33-38
- Dunas, 79
- Edafología, 62
- Elasticidad, módulo de, 170
- Elementos, 87
 - tabla periódica de los, 87
- Elevación continental, 81
- Enlaces atómicos, 89-91
- Erosión, 57
- Esfuerzo(s)
 - alivio de, 59
 - cortante, resistencia al, 205-239
- Espectroscopia de infrarrojo, 103-105
- Estructura de los suelos, 109-124
 - antecedentes del estudio de la, 114-116
 - capacidad de intercambio catiónico, 114
 - desestructurado, 111
 - microarreglos, 116
 - microestructura, 117-124
 - relevancia, 117
 - remoldeado, 111
 - superficie específica, 112-113
- Falla
 - criterios de, 213-215
 - teorías de, 214-216
- Fases del suelo, 17
- Física de los fluidos, 149-157
 - ángulo de contacto, 152
 - ascenso capilar en un tubo, 153-157
 - coeficiente de tensión superficial, 150-151
 - diferencia de presiones, 151-152
 - succión mátrica, 157
- Fluencia, 200-201, 254
- Flujo
 - a través de tubos, 128-129
 - cargas, 128
 - a través de un medio poroso, 130
 - líneas de, 128
- Fractal, 118-119, 122
- Fragmentación por el hielo, 58-59
- Glaciación, 64, 66-70
- Grado de saturación, 21
- Granulometría, 143
- Harina de roca, 67
- Hidratación, 59
- Hidrólisis, 59-60
- Hidrómetro, análisis con, 33, 38
- Horizontes, 62
- Índice
 - de liquidez, 44
 - de plasticidad, 41
- Ingeniería geotécnica, 17
- Intemperismo, 29

- físico, 58-59
 - actividad biológica, 59
 - alivio de esfuerzos, 59
 - cambios de temperatura, 58
 - fragmentación por el hielo, 58-59
 - gravedad, 59
 - o mecánico, 58
 - taludes detríticos, 59
- químico, 59-60
 - carbonatación, 60
 - hidratación, 59
 - hidrólisis, 59-60
 - oxidación, 60
- Intemperización, 57
- Lagos, 75
- Ley
 - de Bragg, 99
 - de Darcy, 131-132
 - límites de validez, 144
- Límite(s)
 - de consistencia, 38-45
 - actividad, 44-45
 - de minerales, 48
 - de contracción, 41
 - elástico, 165
 - líquido, 40-41
 - plástico, 41-42
- Líneas de flujo, 128
- Liquidez, índice de, 44
- Llanuras
 - aluviales, 73
 - de inundación, 73
- Loess, 80
- Mallas
 - análisis con, 33-38
 - diámetro efectivo, 37
- Materia orgánica, 19
- Material parental, 60
- Meandros, 73
- Mecánica de suelos, 17
 - del estado crítico, 241-255
 - arcilla de Weald, 252-253
 - ensayos
 - consolidados-drenados, 248
 - consolidados-no drenados, 248-249
- fluencia, 254
- línea, 250-252
- orígenes, 243
- trayectoria de esfuerzos Cambridge, 244-245
- Medición de la resistencia al esfuerzo cortante, 217-222
 - ensayo
 - con cámara triaxial, 222
 - prueba
 - consolidada-drenada, 224-227
 - consolidada-no drenada, 228-229
 - de compresión simple, 230
 - no consolidada-no drenada, 230
 - de saturación de especímenes, 223
 - de corte
 - directo, 217-218
 - simple, 218-220
 - de cubo triaxial, 220
 - de deformación plana, 221
- Método
 - de Casagrande, 39-41
 - del cono, 39, 42-43
- Microestructura, 117-124
 - arreglo geométrico de los elementos estructurales, 117-122
 - composición
 - mineralógica, 123
 - química, 122-123
 - fuerzas de interacción entre elementos estructurales, 123-124
- Microscopio
 - de fuerza atómica, 106-107
 - electrónico
 - de barrido, 105
 - de transmisión, 106
- Mineralogía, 91-92
 - de las arcillas, 92-97
- Modelo
 - de capilaridad de Kelvin, 160
 - de castillo de naipes, 114
 - de Zeewaert, 196-199
 - del estado crítico, 244
 - reológico de Kelvin, 170-172
- Morenas, 68

- Oxidación, 60
- Pendiente continental, 81
- Perfil, 62
- Permeabilidad
 - de suelos estratificados, 144-145
 - determinación del coeficiente de, 135-143
 - factores que la afectan, 143
- Permeámetro
 - de carga
 - constante, 136
 - variable, 136-138
 - de pared flexible, 138-140
- Peso unitario, 24
 - y contenido de agua, 27
 - y densidad, 24
- Piemonte, 66
- Plasticidad, 39
 - carta de, 46-48
 - índice de, 41
- Plataforma continental, 81
- Porosidad, 21
 - y vacíos, 27
- Potenciales del agua, 157-159
- Precipitación, 60-61
- Principio de los esfuerzos efectivos, 147-149
- Propiedades hidráulicas, 125-162
 - coeficiente de permeabilidad, 131, 135-143
 - diagramas de variación de cargas, 132-135
 - factores que afectan la permeabilidad, 143
 - fenómeno de contracción, 162
 - física de los fluidos, 149-157
 - flujo
 - a través de tubos, 128-129
 - a través de un medio poroso, 130
 - ley de Darcy, 131-132
 - límites de validez, 144
 - permeabilidad de suelos estratificados, 144-145
 - potenciales del agua, 157-159
 - principio de los esfuerzos efectivos, 147-149
 - teoría de la succión, 159-161
- Prueba
 - de bombeo, 141-143
 - de relajación, 166
- Régimen
 - laminar, 130
 - turbulento, 130
- Regla del octeto, 90
- Relaciones volumétricas y gravimétricas, 19-26
- Resistencia al esfuerzo cortante, 205-239
 - círculo de Mohr, 210-213
 - criterios de falla, 213-2154
 - curvas esfuerzo-deformación, 207-208
 - efecto de la velocidad de deformación, 234-237
 - esfuerzos en un punto, 209-210
 - medición, 217-222
 - no drenada y sus relaciones, 238
 - teorías de falla, 214-216
 - tipos de ensayo con cámara triaxial, 223-230
 - trayectorias de esfuerzo, 230-234
- Roca madre, naturaleza de la, 60
- Sedimentos, carga de, 72
- Sistemas de clasificación de suelos, 48-51
 - AASHTO, 50
 - textural, 49
 - Unificado (SUCS), 50-51
- Succión, teoría de la, 159-161
- Suelos
 - actividad
 - biológica, 59
 - de minerales, 45t
 - color de los, 28
 - composición, 85-108
 - criterios de falla, 213-215
 - definiciones, 17
 - y relaciones básicas en, 26t
 - depósitos naturales, 116
 - descripción de una partícula del, 29-33
 - forma, 31
 - redondez, 31-33

- rugosidad, 33
- tamaño, 30
- textura superficial, 33
- distribución granulométrica, 33-38
- estratificados, permeabilidad de, 144-145
- estructura, 109-124
- fases del, 17
- fluencia de, 200-201
- formación y características de los depósitos naturales, 54-84
- límites de consistencia, 38-45
- mecánica de, 17
 - del estado crítico, 241-255
- propiedades
 - físicas, 18
 - hidráulicas, 18-19, 125-162
 - índice, 18
 - relaciones entre, 27
 - y clasificación de los, 15-53
 - mecánicas, 18-19
 - residuales, depósitos de, 63
 - resistencia al esfuerzo cortante, 205-239
 - sistemas de clasificación, 48-51
 - textura, 28-29
 - transportados, 63-64
- Superficie específica, 112-113
- Tabla periódica de los elementos, 87
- Taludes, 61
 - detríticos, 59
- Temperatura, 60-61
 - cambios de, 58
- Tensión superficial, coeficiente de, 150-151
- Teoría(s)
 - de falla, 214-216
 - de Coulomb, 214-215
 - de Mohr, 216
 - de la succión, 159-161
- Termograma, 102-103
- Textura, 28-29
 - al tacto, 29
 - visual, 29
- Till, 68
- Topografía, 61
- Trayectoria de esfuerzo, 230-234
 - Cambridge, 234, 244-245
 - curva vector, 231-232
 - MIT, 232-233
- Vacíos y porosidad, 27
- Valencias, 87
- Velocidad de deformación, efecto de la, 234-237
- Volumen específico, 21

MECÁNICA DE SUELOS
Naturaleza y propiedades
J. Abraham Díaz-Rodríguez

La presente obra es producto de más de cuatro décadas de experiencia del autor en la investigación y enseñanza de la Mecánica de Suelos en la Facultad de Ingeniería de la UNAM. Surgió de la necesidad de contar con una referencia adecuada para la academia que fuese escrita originalmente en español; de ahí que los temas se describan con un lenguaje claro y conciso, a fin de brindar un apoyo básico y didáctico en la formación de los ingenieros civiles. Asimismo, se busca que este libro sea una referencia útil para otros cursos y también un medio para promover el autoaprendizaje de estudiantes e ingenieros en la práctica.

En cada uno de los capítulos de este libro se integran conocimientos tanto de la mecánica de suelos clásica como de la mecánica de suelos moderna, procurando que haya una armonía entre ambos enfoques, y siempre destacando aquello que se considera lo mejor de cada uno. Todos los conceptos se exponen de forma completa en el tema concerniente, y luego se utilizan en capítulos posteriores. Para los lectores que deseen profundizar en los conceptos que sean de su interés, se citan las referencias bibliográficas correspondientes. Se incluye, además, una notación bilingüe que apoyará al estudiante en la lectura y comprensión de la literatura especializada de lengua inglesa.

Contenido

Propiedades índice y clasificación de los suelos
Formación y características de los depósitos naturales de suelo
Composición de los suelos
Estructura de los suelos
Propiedades hidráulicas de los suelos
Consolidación y compresibilidad
Resistencia al esfuerzo cortante
Mecánica de suelos del estado crítico



TRILLAS

Tienda en línea

www.etrillas.mx

La mejor forma de comprar

ISBN 978-607-17-1954-6



9 786071 719546